تصميم المبانى و المنشآت الزراعية

المبانى الخرسانية المسلحة

الأستاذ الدكتور

عزت عبد المنعم محمود عبد الغفار



تصميم المبانى والمنشآت الزراعية
١ـ المبانى الخرسانة المسلحة

تصميم المبانى والمنشآت الزراعية
Design of Agricultural Buildings and Constructions

I - المبانى الخرسانية المسلحة
I- Reinforced Concrete Farm Buildings

إعداد

دكتور / عزت عبد المنعم محمود عبد الغفار

أستاذ متفرغ

تخطيط المبانى وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية

قسم الهندسة الزراعية والأنظمة الحيوية

كلية الزراعة - جامعة الإسكندرية


2010

مكتبة بستان المعرفة

طباعة ونشر وتوزيع الكتب

☎ : ٠٤٥/٢٢١١٤٩٥&٠١٢/١١٥١٢٣٧

العنوان	تصميم المبانى والمنشات الزراعية (المبانى الخرسانة المسلحة)
اسم المؤلف	د. عزت عبد المنعم عبد الغفار
رقم الإيداع	/ ٢٠٠٩
الترقيم الدولى	I.S.B.N. 977 - 393- -
الطبعة	الأولى
الناشر	مكتبة بستان المعرفة
	كفر الدوار ـ الحدائق ـ ش سور المصنع ـ أمام أبراج الحلوانى ☎: ٠٤٥/٢٢١١٤٩٥ & الإسكندرية ٠١٢١١٥١٢٣٧ Email: bostan_elma3rafa @ yahoo.com



إهداء

إلى نور عينى، وحبيبة قلبى، والنسمة الجميلة فى حياتى، والابتسامة المشرقة فى وجدانى، وبراءة الطفولة التى أنعم الله بها على عباده إلى حفيدتى الغالية الطفلة **نادين** عمرو سمير كريمة ابنتى العزيزة الطبيبة ولاء عزت عبد الغفار.

محتوى الكتاب

PREFACE

مقدمة

يعتبر مقرر تصميم المبانى والمنشآت الزراعية الخرسانية والمعدنية من المقررات الأساسية فى البرنامج التدريسى العام للهندسة الزراعية وفى التخصص الدقيق تخطيط المبانى وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية حيث يشمل تصميم المنزل الريفى وحظائر الحيوانات المختلفة من ماشية اللبن واللحم والخيول والأغنام وكذلك الحضانات ومساكن الرعاية للدجاج وعنابر الدواجن لإنتاج اللحم أو البيض ومظلات الحيوانات الطليقة ومراكز حلب الأبقار ومبانى حفظ وتبريد اللبن ومخازن الحبوب والخضر والفاكهة والأسمدة وسقيفة وورش الآلات الزراعية والجرارات ومنشآت أخرى من جمالونات وخزانات مياه ومبانى إدارية وخدمات.

ويتطلب ذلك معرفة علمية بأساسيات بتصميم المنشآت الخرسانية وعناصرها من كمرات وأعمدة وأساسات وبلاطات خرسانية وسملات وحديد التسليح ويتطلب أيضاً دراسة مبدئية عن نظرية الإنشاءات وتحليل الاجهادات واختبار المواد الداخلة فى البناء والأنواع المختلفة من الخلطات الخرسانية وأنواع وتنظيم أسياخ حديد التسليح فى عناصر المبنى لمقاومة جهود الشد والقص وإجهادات الضغط والعزوم والانحناء.

لذلك كان من الضرورى إعداد هذا المرجع فى صورة مبسطة ومدعم بأمثلة كثيرة فى التصميم الخرسانى المسلح لعناصر الأبنية المختلفة والتى تساعد المهندسين الزراعيين خريجى أقسام الهندسة الزراعية والأنظمة الحيوية Agricultural and Bio – System Engineering فى مصر والعالم العربى فى تصميم المبانى والمنشآت الزراعية.

أ.د. عزت عبد المنعم عبد الغفار

استاذ تخطيط المبانى وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية

الباب الأول

Working stress Design of Reinforced Concrete Short column Exposed to Axial Compression Loads in Elastic Behavior Zone

تصميم الأعمدة القصيرة الخرسانية المسلحة والمعرضة لأحمال ضغوط محورية

أولاً : تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة ذات الكانات المنفصلة:

Design of Reinforced Concrete Short Tied Column

شكل (1 – 1) يوضح الأعمدة الخرسانية المسلحة واتصالها بالكمرات والبلاطات الخرسانية أيضاً شكل (1 – 2) يوضح الأنواع المختلفة من الأعمدة الخرسانية المسلحة وتوزيع حديد التسليح الطولى ونوع الكانات المستخدمة (Tied and Sprial Columns) ويوضح شكل (1 – 3) القطاعات المختلفة فى تصميم الأعمدة الخرسانية ونظام توزيع حديد التسليح. شكل (1 – 4) يوضح قطاع عرضى فى عمود خرسانى مسلح ذو كانات منفصلة ومعرض لحمل محورى بحيث أن:

$$A_g = A_s + A_c \qquad (1)$$

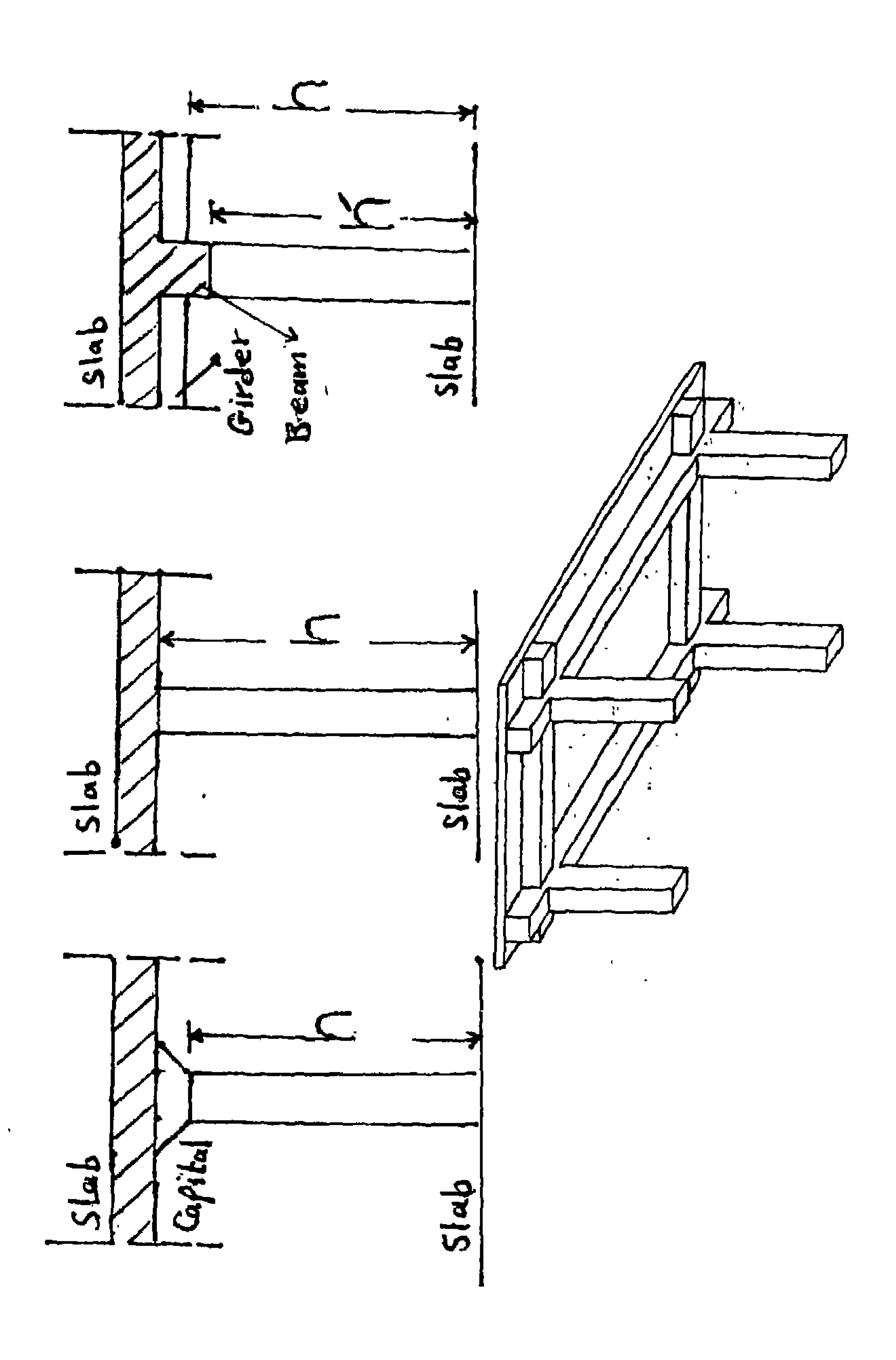
Where:

A_g Column cross section gross area, m^2

A_s Area of reinforcing bars, m^2.

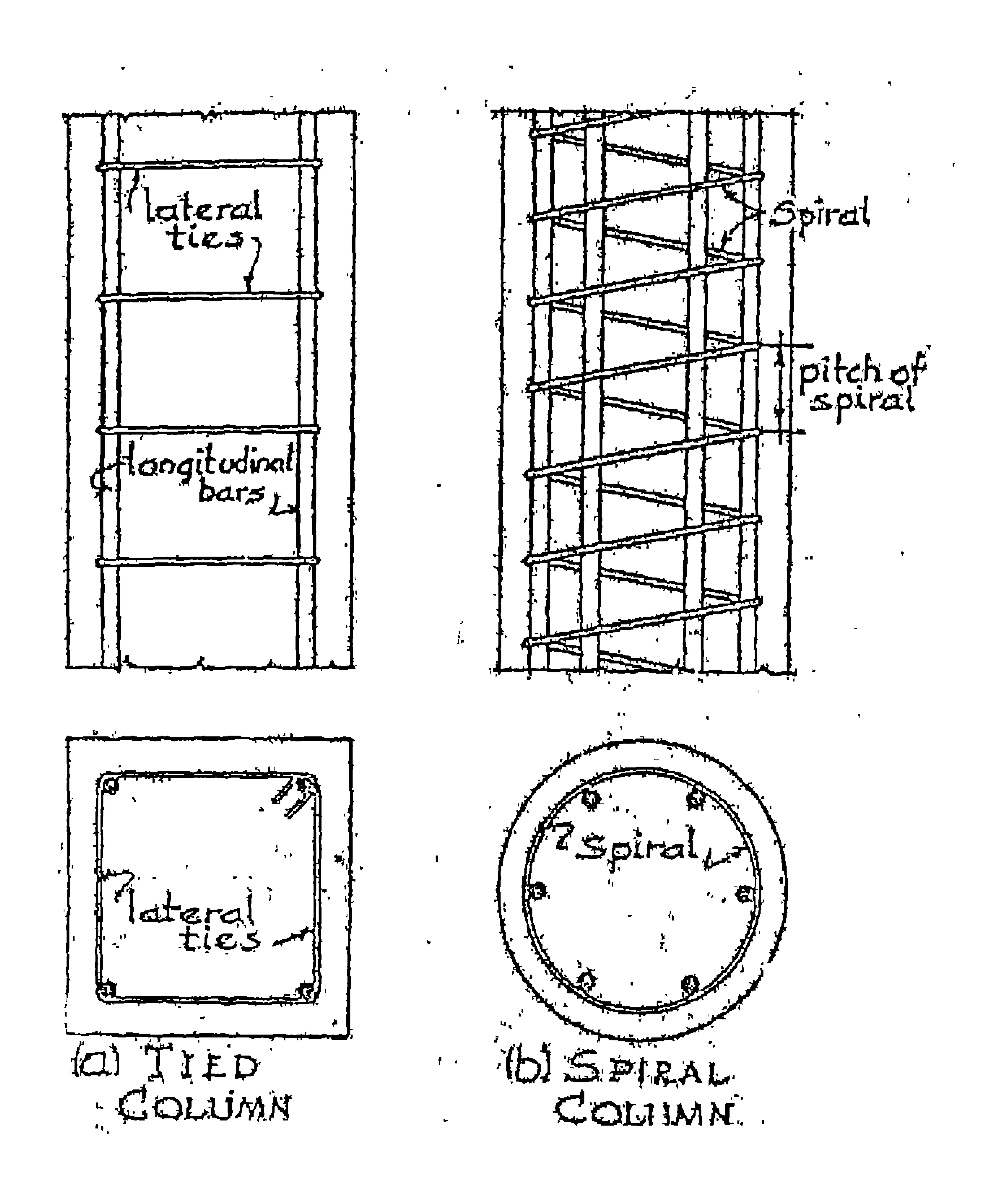
A_c Net area of concrete, m^2

$$P_{safe} = P_s + P_c \qquad (2)$$



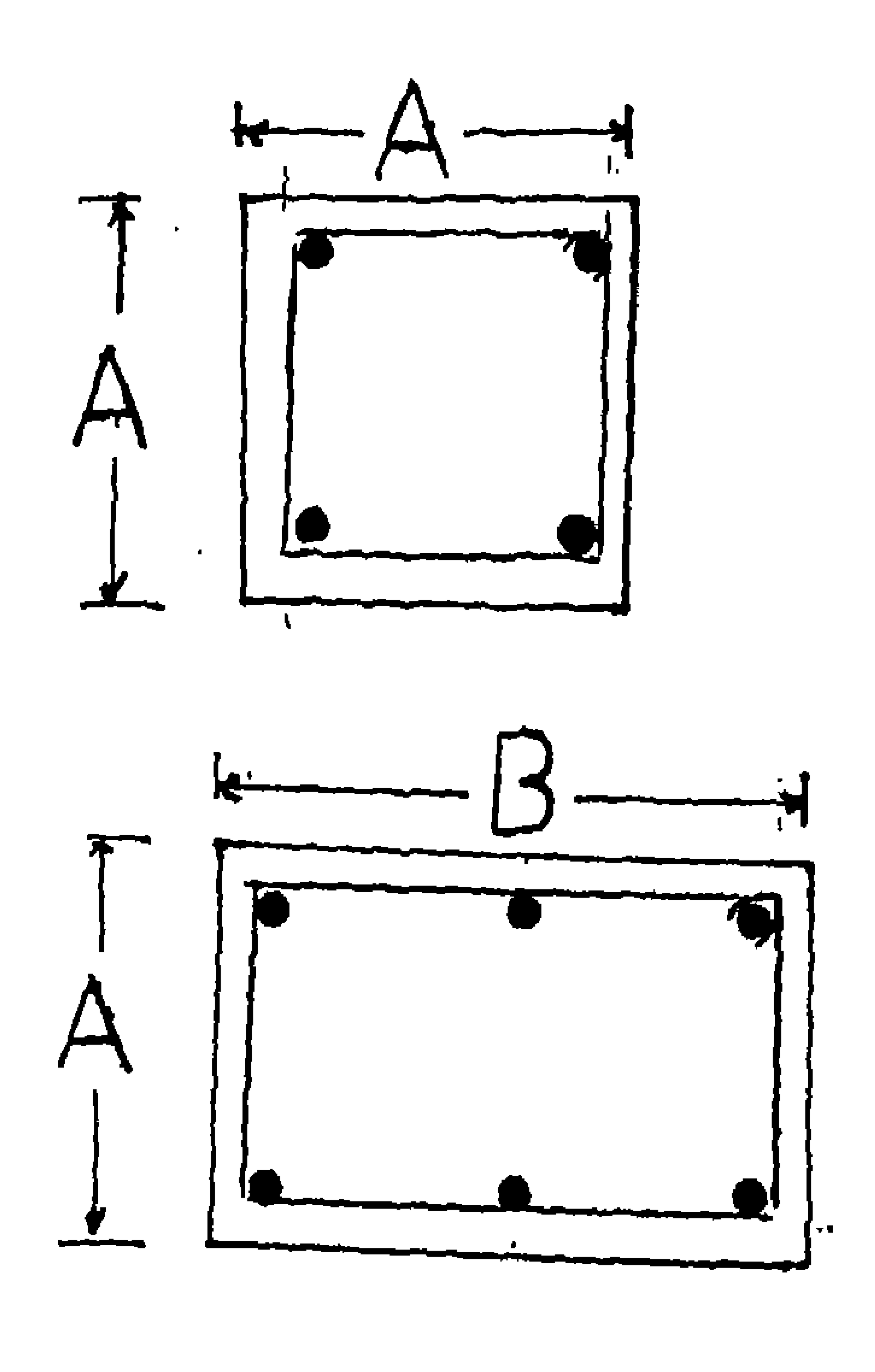
شكل (1 - 1) الأعمدة الخرسانية المسلحة واتصالها

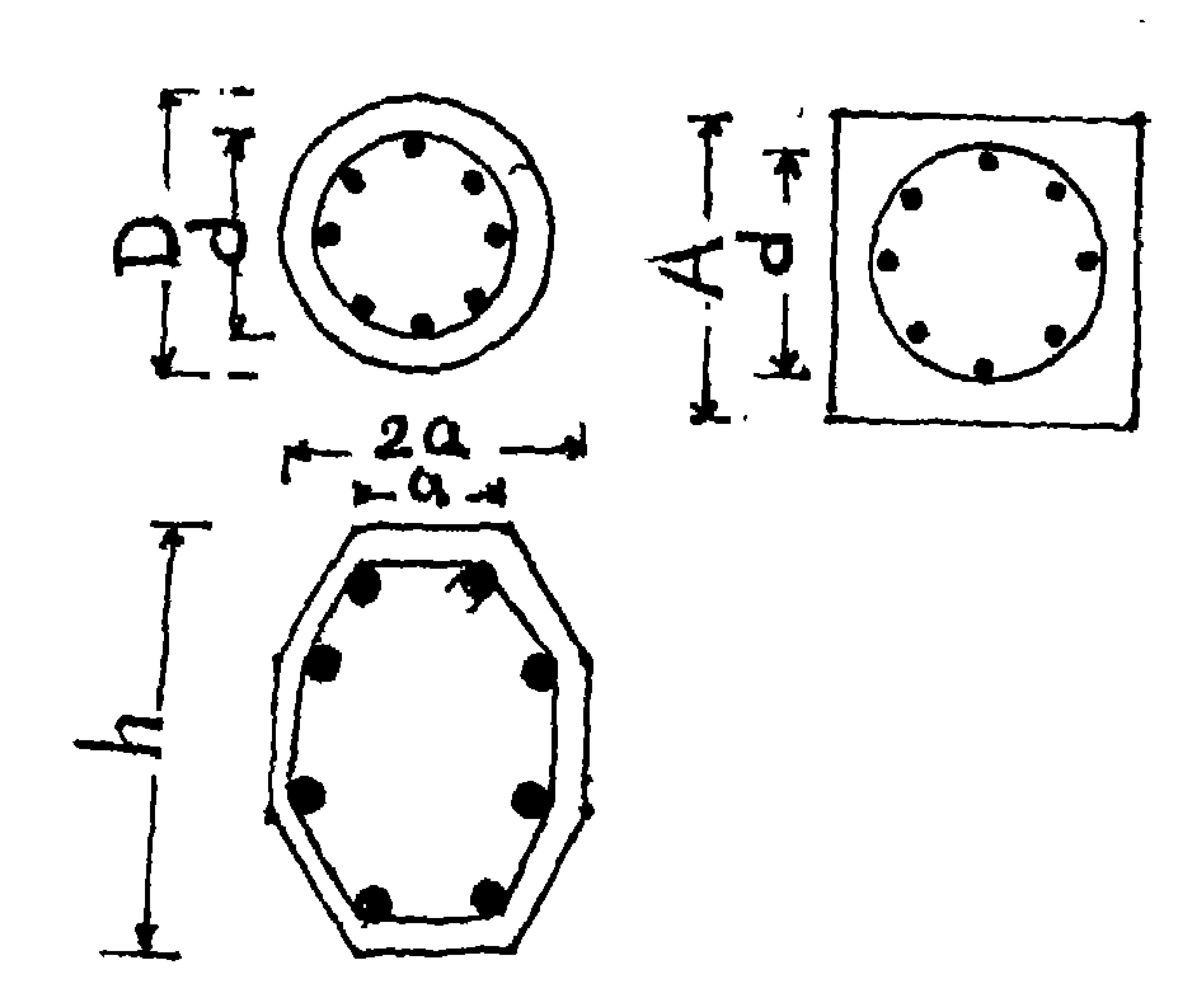
بالأسقف الخرسانية والكمرات



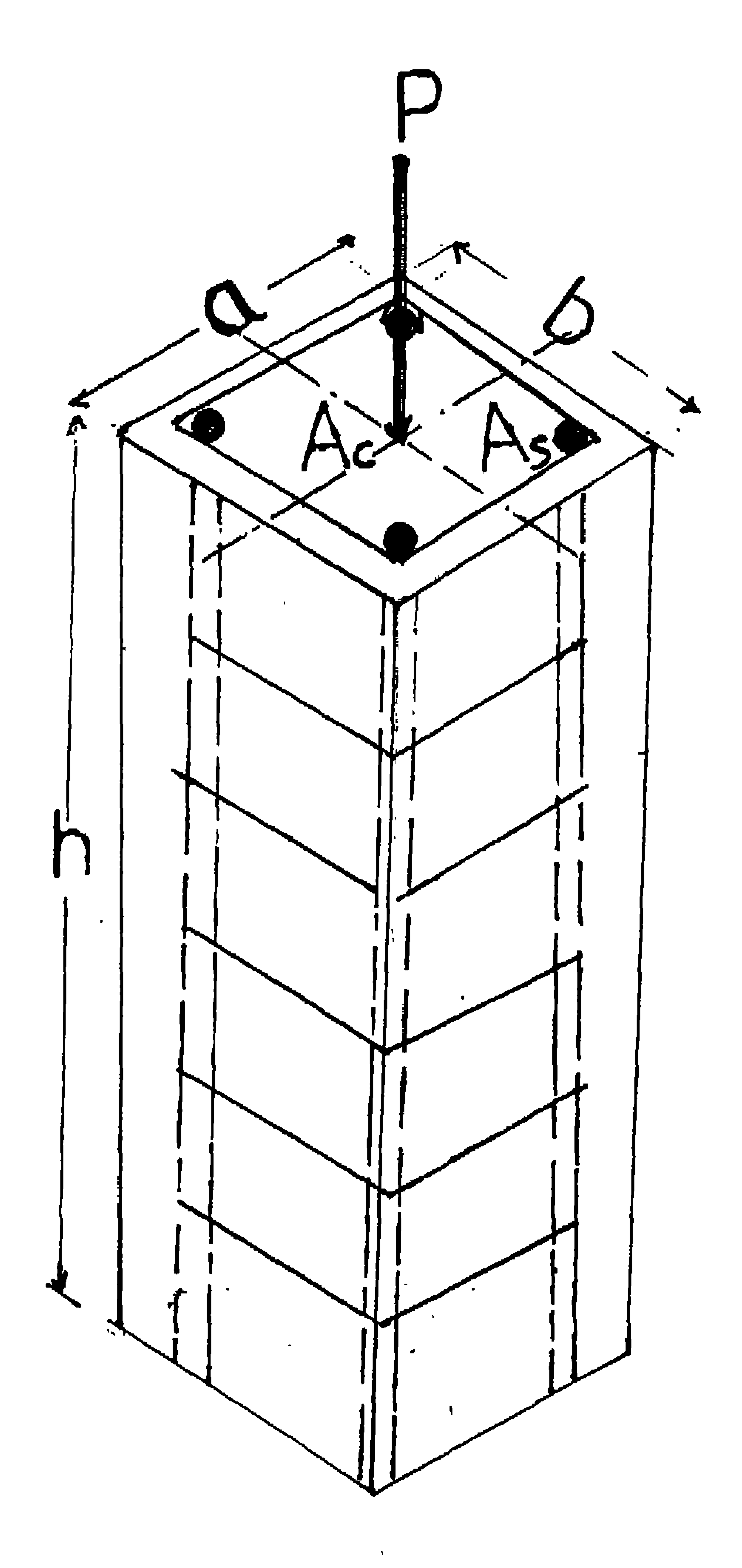
شكل (1 – 2) الأنواع المختلفة من الأعمدة الخرسانية

وتوزيع حديد التسليح الطولى للكانات





شكل (1 – 3) قطاعات مختلفة فى تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة



شكل (1 – 4) يوضح تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة

ذات الكانات المنفصلة

Where:

P_s Resistivity of cross section area of steel bars to the axial load

P_c Resistivity of cross section area of the concrete to the axial load

P_{safe} Safety axial load

Also,

$$P_s = A_s \ f_s \ \ldots\ldots (3)$$

$$P_c = A_c \ f_c \ \ldots\ldots (4)$$

بالتعويض فى المعادلة رقم (2):

$$P_{safe} = A_s \ f_s + A_c \ f_c \ \ldots\ldots (5)$$

Where:

f_c Allowable stress in concrete, kg/cm^2

f_s Allowable stress in reinforcement, kg/cm^2

But the compression strain in the concrete ϵ_c is equal to the compression strain in the steel, ϵ_s at any given load.

Consequently:

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \qquad \varepsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{.........................} (6)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \text{...} (7)$$

So,

$$\therefore \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s}$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c = n f_c \text{..} (9)$$

وهذا يوضح العلاقة بين جهد حديد التسليح وجهد الخرسانة

بالتعويض فى المعادلة رقم (5)

$$p_{safe} = A_s (n f_c) + A_c f_c$$

$$= f_c (A_c + n A_s) \text{..} (10)$$

Where:

n the modular ratio

$(A_c + n A_s)$ the equivalent cross section of concrete area and is equal to:

$$A_c + n A_s = \frac{p_{safe}}{f_c} \text{..} (11)$$

وحيث أن:

$$A_g = A_c + A_s$$

$$A_c = A_g - A_s$$

بالتعويض فى المعادلة رقم (10)

$$P_{safe} = f_c \left[(A_g - A_s) + n A_s \right]$$

$$= f_c \ (A_g - A_s + n A_s)$$

$$= f_c \left[A_g + (n-1) \ A_s \right] \quad ....(13)$$

بضرب المعادلة رقم (13) فى $\frac{A_g}{A_g}$

$$P_{safe} = f_c \frac{A_g}{A_g} \left[A_g + (n-1) \ A_s \right]$$

$$= f_c \frac{A_g}{A_g} A_g \left[1 + (n-1) \frac{A_s}{A_g} \right]$$

$$= f_c \ A_g \ \left[1 + (n-1) \mu \right] \ ....(14)$$

Where:

$$\mu = \frac{A_s}{A_g}$$

حيث إن μ نسبة مساحة حديد. التسليح الطولى إلى مساحة المقطع الكلى للعمود

وحيث أن E_s لأنواع حديد التسليح ثابتة وتساوى $2100 \ Ton/cm^2$، ولكن E_c تتغير كدالة لنوع الخرسانة.

١- فى الخرسانة العادية والتى مقاومتها $160\text{-}250 \ kg/cm^2$ نجد أن E_c تساوى $140 \ Ton/cm^2$, $n = 15$

٢- فى الخرسانة عالية المقاومة والتى مقاومتها اكبر من $250\ kg/cm^2$ نجد أن E_c تساوى $210\ Ton/cm^2$, $n = 10$

ويوضح شكل (1 – 5) مساحة مقطع العمود الخرسانى المكافئ.

قواعد تصميم الأعمدة الخرسانية القصيرة العادية:

الآتى بعض مواصفات الكود المصرى فى تصميم الأعمدة الخرسانية القصيرة المسلحة:

١- نسبة مساحة حديد التسليح إلى مساحة مقطع العمود الخرسانى المسلح الكلى لا تقل عن 0.8% أى أن $\mu = 0.8\%$ ، $\frac{A_s}{A_g} = 0.8\%$.

٢- أقل ضلع طولى فى مقطع العمود هو 20 cm وأقل قطر حديد تسليح $13\ \phi$.

٣- يجب أن تحتوى أركان العمود فى مقطعة على أسياخ تسليح.

٤- يجب ربط أسياخ حديد التسليح بواسطة كانات فى اتجاهين على الأقل.

٥- يجب **ألا يزيد** المسافة بين الكانات عن:

أ- 15 مرة قطر أصغر سيخ طولى $(15\,\phi)$.

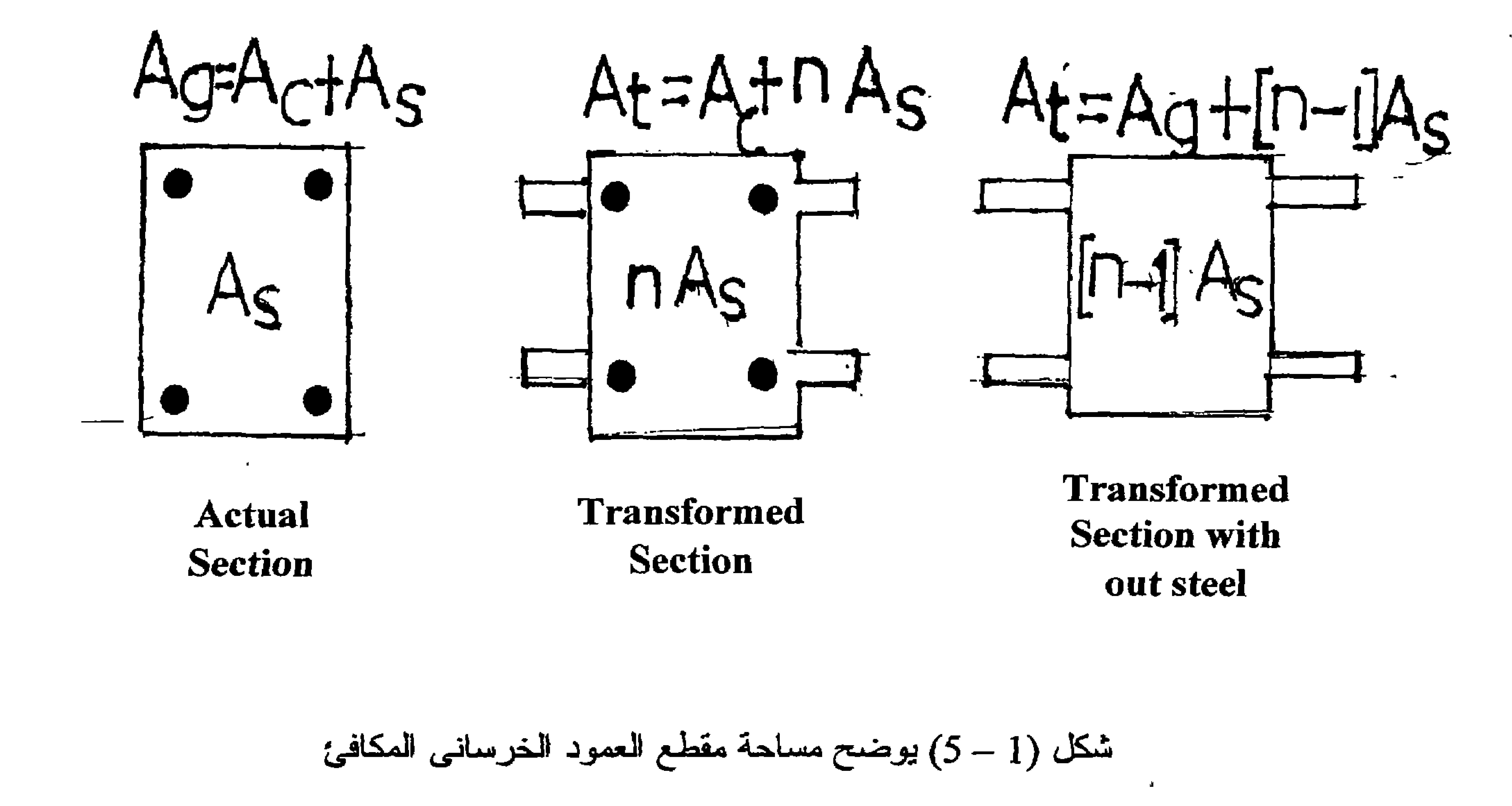
ب- عرض العمود.

ج- 25 cm

٦- يجب إلا يقل قطر الكانات عن:

أ- ربع قطر أكبر سيخ طولى $\frac{1}{4}\,\phi$

ب- 6 mm



شكل (1 – 5) يوضح مساحة مقطع العمود الخرسانى المكافئ

٧- يجب إلا يزيد نسبة حديد التسليح الطولى للعمود عن 3% .

٨- يجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ حديد التسليح الطويلة عن 30 cm.

٩- تعريف الأعمدة القصيرة Short column هى الأعمدة التى تكـون آمنة من حيث الانبعاج الجانبى (Buckling) $h / b \le 15$.

h : الطول الغير مثبت من العمود أى الطـول الممنـوع مـن الانبعـاج الجانبى.

b : اقصر طول فى القطاع العرضى للعمود.

ويكون العمود الدائرى قصير إذا كـان $\frac{h}{D} \le 15$ حيـث D قطـر العمود الدائرى.

١٠- تعريف الأعمدة الطويلة Long column هى الأعمدة التـى تكـون غير آمنة من حيث الانبعاج الجانبى.

$$h / b > 15$$

١١- وظيفة الكانات:

أ- تثبيت الكانات لحديد التسليح الطولى فى مواضعها قبـل صـب الخرسانة.

ب- منع الأسياخ الطولية من الانبعاج الجانبى وزيادة مقدرتها علـى حمل الأحمال الرأسية

ج- تساعد على زيادة مقاومة العمود لأنها تمنع التمدد الجانبى.

١٢- حديد التسليح المستخدم من الصلب عالى المقاومة ٣٦/٥٢

The Tied columns have the following specifications:

a. Longitudinal bars.

b. Separate lateral ties.

c. Minimum number of bars is four.

١٣- يجب العناية بصب ودمك الخرسانة آليا وتكثيفها لأقصى درجة ممكنة ومعالجة الاسطح الخرسانية لمدة لا تقل عن عشرة أيام.

١٤- يجب إتباع كافة الاحتياطات والتوصيات الواردة بالكود المصرى لتصميم وتنفيذ المنشآت من المبانى والخرسانة المسلحة لسنة ١٩٩٦ م والكود المصرى لحساب الأحمال الصادر سنة ١٩٩٣م.

١٥- يتكون ١ م^{٣} خرسانة مسلحة للأعمدة من النسب الآتية:

٠,٨ م^{٣} زلط + ٠,٤م^{٣} رمل + ٣٥٠ كجم اسمنت بورتلاندى عادى + مياه.

١٦- الغطاء الخرسانى لحديد تسليح الاعمدة لا يزيد عن ٣ سم.

١٧- يجب استخدام الخلاطات والهزازات الميكانيكية فى خلط وصب الخرسانة المسلحة.

١٨- يراعى دهان الجوانب الرأسية للخرسانة العادية الملاصقة للتربة بثلاثة أوجه بيتومين ساخن وتغطيتها بالخيش المقطرن وكسوتها بنصف طرية

١٩- المياه المستعملة فى خلط الخرسانة أو معالجتها يجب إن تكون مياه صالحة للشرب وخالية من الزيوت والشحومات والقلويات والأحماض والمواد العضوية كذلك تكون خالية من الأملاح الضارة بحديد التسليح أو الخرسانة وتكون مطابقة لما حدده الكود المصرى لأعمال الخرسانة.

تصميم الأعمدة الخرسانية المسلحة ذات الكانات الحلزونية
Design a concrete reinforcement spiral short column

شكل (1 – 6) يوضح عمود خرسانة مسلح ذات كانـــات حلزونيـــة حيث أن مساحة قلـــب القطـــاع core section area الـــداخلى المحـــاط بالكانات A_{co} ومساحة حديد التسليح الطولى للعمود A_S والعمود معـــرض لأحمال رأسية فى المركز ، وإذا فرضنا أن الخرسانة وحديد التسليح الطولى يقاوم هذه الأحمال فإن:

$$P_{safe} = P_c + P_s + P_{ss}$$

Where:

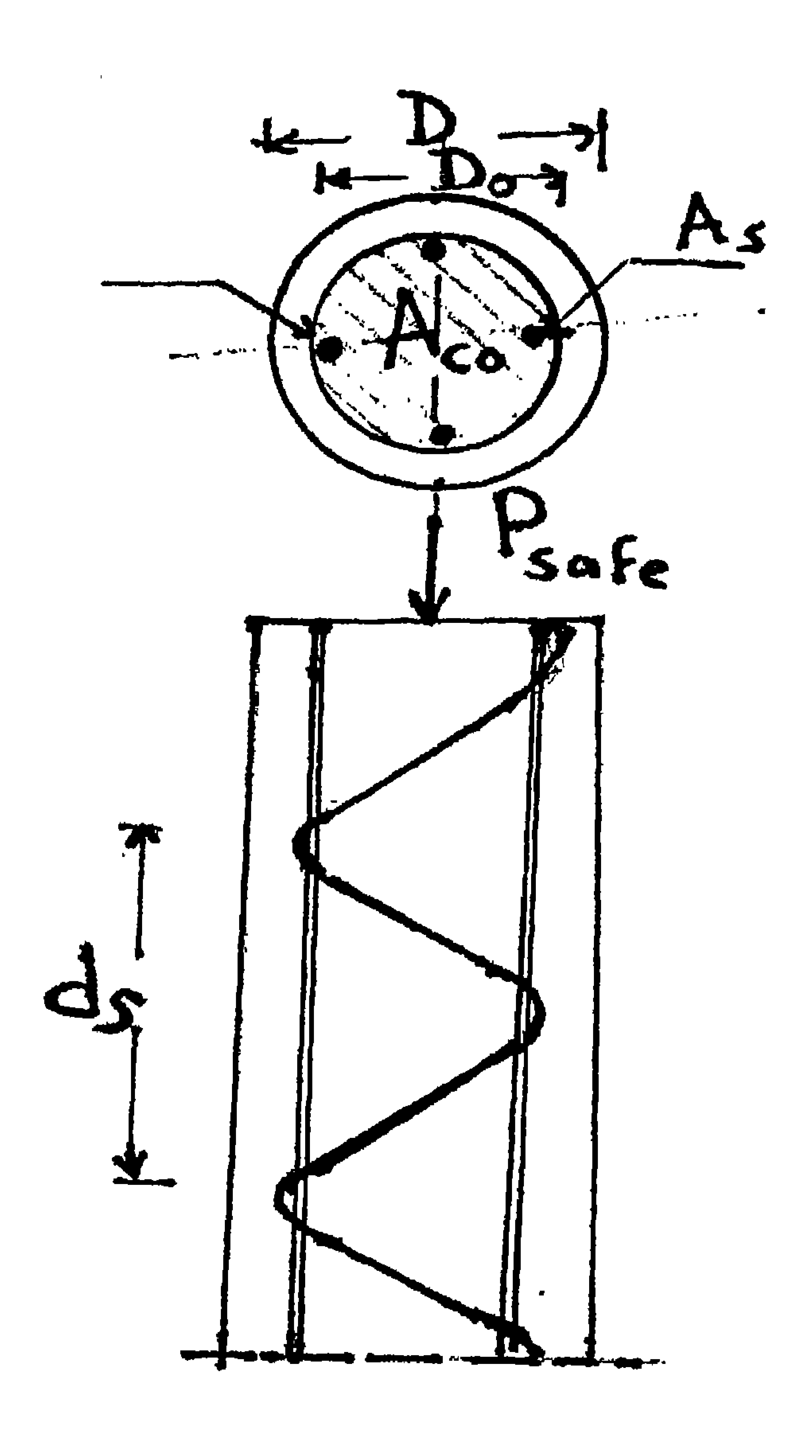
P_C	Load carried by core section area of concrete, ton or kgs
P_S	Load carried by longitudinal steel bars
P_{SS}	Additional contribution load carried by the spiral stirrups
P_{Safe}	Load resistanc

Hence,

$$P_C = f_C \ A_{CO}$$

$$P_S = f_S \ A_S$$

$$P_{SS} = \frac{n}{2\,V_{pr}} f_C \ A'_S = \frac{15}{2\,(0.2)} f_C \ A'_S = 37.5 \ f_C \ A'_S$$



شكل (1 – 6) تصميم عمود خرسانى مسلح

ذو كانات حلزونية Spiral Stirrup

Where:

V_{pr} Is piosson's ratio

$$V_{pr} = \frac{\text{lateral stresses}}{\text{Axial stresse}} = 0.2$$ من الكود المصرى

بالتعويض معادلات (2) ، (3) ، (4) فى معادلة رقم (1):

$$P_{safe} = f_C\, A_{co} + f_S\, A_S + 37.5\, f_C\, A'_S \quad \text{.....................(5)}$$

Where:

A'_S Spiral volume per unit length of column

$$A'_S = \frac{\pi D_o}{d_s} A_{S\phi} \quad \text{...(6)}$$

Where:

$A_{S\phi}$ Spiral cross section area of steel

d_s pitch length of spiral stirrup

وحيث أن :

$$f_S = \frac{E_S}{E_C} f_C = n f_C \quad \text{..(7)}$$

$$P_{safe} = f_C\, A_{co} + n f_C\, A_S + 37.5\, f_C\, A'_S$$

$$= f_C \left[A_{co} + n\, A_S + 37.5\; A'_S\right]$$

$$= f_C\, A_{co} \left[1 + n \frac{A_S}{A_{co}} + 37.5 \frac{A'_S}{A_{co}}\right]$$

$$= f_C\, A_{co} \left[1 + n\, \mu + 37.5\; \mu'\right] \quad \text{.........................(8)}$$

Where,

$$\mu = \frac{A_S}{A_{co}} \quad \text{and} \quad \mu' = \frac{A'_S}{A_{co}}$$

وللحصول على أمان كافى لمنع حدوث كسور أو سقوط الأعمدة ذات الكانات الحلزونية (التسليح العرضى الفعال) وضع الكانات الحلزونية علـــى مسافات تجعلها تحمل جزء من الأحمال الرأسية لتحقيق حمل الأمان يجـــب تطبيق الشروط الآتية:

1) $P_{safe} < 2\, f_C\, [A_{CO} + n\, A_S]$................ (9)

2) $A'_S \leq 3\, A_S$ .... (10)

أيضا يوصى بأن أقل جهد للخرسانة Cube strength of concrete بعــد مرور 28 days $\left(f_C = 225\, \text{kgs/cm}^2\right)$

فى حالة الخرسانة الأقل جهدا لكسر المكعب تستخدم المعادلة الآتية:

$$P_{safe} = A_C\, f_C\, (1 + 15\, \mu)$$

Where:

A_C Area of column cross section without considering reinforcement.

$$\mu = \frac{A_S}{A_g} \quad , \quad A_g = A_C + A_S$$

A_g Total gross area of cross short column

قواعد على تصميم الأعمدة ذات الكانات الحلزونية:

١- يجب أن تكون الكانات الحلزونية على شكل دائرى.

٢- اكبر خطوة للكانات الحلزونية لا يزيد عن 8 cm ولا يقل 3cm

٣- يجب ألا يقل مقاومة الخرسانة المسموح به فى الضغط المحورى الضغط المحورى عن $F_{C28} = 225\ kg/cm^2$ ويمثل إجهاد الكسر لمكعب الخرسانة بعد ٢٨ يوما.

٤- يجب ألا تزيد نسبة التسليح العرضى إلى التسليح الطولى عن 3 أى أن:

$$A_S / A'_S < 3$$

$$A_S < 3\ A'_S$$

$$\bar{\mu} > 3\,\mu$$

٥- أقل عدد من الأسياخ المستخدمة هو 6 أسياخ فى العمود.

٦- يفضل أن تكون خطوة الكانة فى حدود $\frac{D_o}{5}$.

تحليل القوى على عمود خرسانى مسلح ذات كانات حلزونية

Force Analysis on a Concrete Reinforcement Spiral Column

شكل (1 – 7) يوضح تحليل القوى على عمود خرسانى مســلح ذو كانات حلزونية.

Assume that the stress in the axial direction resisted by the effect of spiral hoops, hence the poisson's ratio, V_{pr}, is

$$V_{pr} = \frac{f_{LS}}{f'_{AS}} = \frac{\text{lateral stress}}{\text{Axial stress}} \quad \text{.........(1)}$$

Where:

V_{pr} is the poisson's ratio

$$f_{LS} = V_{pr}\ f'_{AS} \quad \text{.........(2)}$$

Tensile force in the spiral (T)

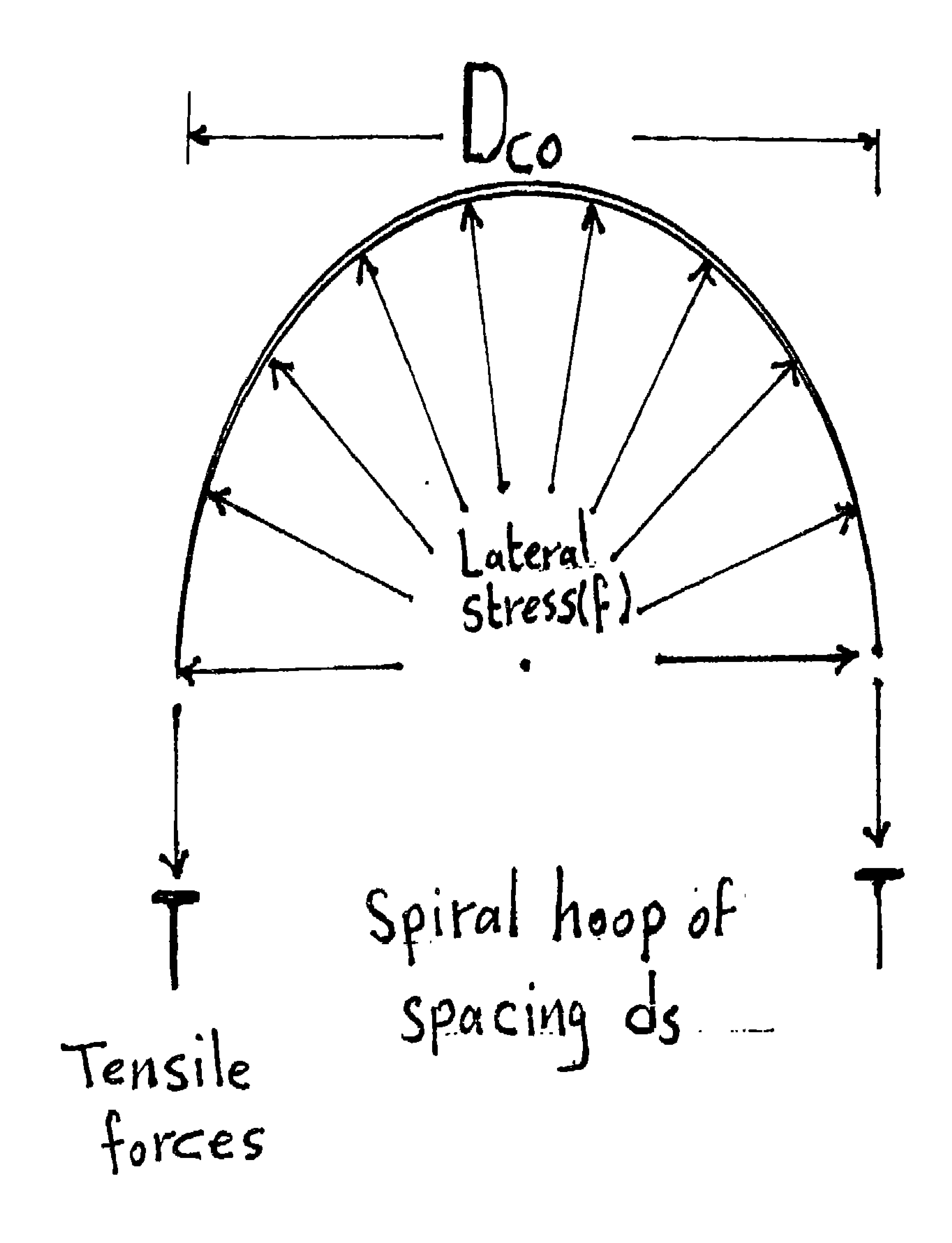
$$T = \frac{1}{2}\ f_{LS}\ D_{co}\ d_s \quad \text{.........(3)}$$

Where:

D_{co} Diameter of the column core, cm

d_s Pitch of spiral reinforcement, cm

f_{Ls} lateral stress, Kg/cm^2



شكل (1 – 7) يوضح تحليل القوى على عمود خرسانى ذو كانات حلزونية

Hence:

$$T = f_{ss} \; . \; A_{ss} \quad \text{...} (4)$$

Where:

f_{ss} is the tensile stress in spiral stirrups

As is the cross sectional area of spiral

بتساوى المعادلتين (3) , (4):

$$f_{ss} \; A_{ss} = \frac{1}{2} f_{Ls} \;\; D_{co} \;\; d_s \quad \text{...} (5)$$

وحيث أن:

$$f_{LS} = V_{pr} \; f_{AS}$$

$$f_{ss} \; A_{ss} = \frac{1}{2} V f'_{As} \;\; D_{co} \;\; d_s \quad \text{...} (6)$$

$$f'_{As} = \left(\frac{2}{V_{pr}} \right) \left(\frac{A_{ss} \;\; f_{ss}}{D_{co} \;\; d_s} \right) \quad \text{..} (7)$$

بضرب البسط والمقام Area of concrete core, A_{co} حيث أن

$$A_{co} = \frac{\pi D_{co}^2}{4} \quad \text{..} (8)$$

$$f'_{As} = \left(\frac{2}{V_{pr}} \right) \left(\frac{A_{ss} \;\; f_{ss}}{D_{co} \;\; d_s} \right) \left(\frac{A_{co}}{A_{co}} \right)$$

$$f'_{As} = \left(\frac{2}{V_{pr}}\right)\left(\frac{A_{ss}\ f_{ss}}{D_{co}\ d_s}\right)\left(\frac{\frac{\pi\ D_{co}^2}{4}}{\frac{\pi\ D_{co}^2}{4}}\right)$$

$$= \frac{f_{ss}}{2\ V_{pr}} \cdot \frac{\pi\ D_{co}^2\ f_{ss}}{D_{co} \cdot d_s} \cdot \frac{1}{\frac{\pi}{4} D_{co}^2} \text{ ....(9)}$$

$$= \frac{f_{ss}}{2\ V_{pr}} \cdot \frac{\pi D_{co}\ f_{ss}}{d_s} \cdot \frac{1}{\frac{\pi}{4} D_{co}^2} \text{ ....(10)}$$

وحيث أن:

$$A'_s = \frac{\pi D_{co}\ F_{ss}}{d_s}$$

$$A'_s = \frac{\pi D_{co}\ F_{ss}}{d_s} = \text{volume of spiral reinforcement per unit pitch length}$$

وأيضا:

$$A_{co} = \frac{\pi}{4} D_{co}^2$$

إذن وبالتالى:

$$f'_{As} = \left(\frac{F_{ss}}{2\ V_{pr}}\right)(A'_s)\left(\frac{1}{A_{co}}\right) \text{ ....(11)}$$

$$\text{let} \quad \mu' = \frac{A'_s}{A_{co}} \text{ ....(12)}$$

Where:

A_{co} is the core area of concrete

A'_s is the area of spiral steel

A_{ss} is the cross sectional area of spiral

So,

$$f_{AS} = \frac{f_{ss}}{2V_{pr}} \mu' \quad \text{.......................................} (13)$$

وحيث ان:

$$P_{ss} = \bar{f}_{AS} A_{co}$$

$$= \left(\frac{f_{ss}}{2V_{pr}} \mu' \right) A_{co} \quad \text{.......................................} (14)$$

Finally, the safe load, P_{safe},

$$P_{safe} = P_{co} + P_s + P_{ss} \quad \text{.......................................} (15)$$

$$P_{safe} = f_c A_{co} + f_s A_s + \frac{f_{ss}}{2V_{pr}} \mu' A_{co}$$

$$= f_c A_{co} + n f_s A_s + \frac{f_{ss}}{2V_{pr}} \mu' A_{co}$$

$$= A_{co} \left[f_c + n f_c \frac{A_s}{A_{co}} + \frac{f_{ss}}{2V_{pr}} \mu' \right]$$

$$= A_{co} \left[f_c \left(1 + n \frac{A_s}{A_{co}} \right) + \frac{f_{ss}}{2V_{pr}} \mu' \right] \quad \text{.............} (16)$$

The Egyptian code gives:

$V_{pr} = 0.2$, $n = 15$ and $f_{ss} = f_s = n f_c$

, $\mu = \frac{A_S}{A_{CO}}$

$$P_{safe} = A_{co}\left[f_c\,(1 + n\,\mu) + \frac{n\,f_c}{2(0.2)}\,\mu'\right] \text{.................. (17)}$$

$$= A_{co}\cdot f_c\left[1 + n\mu + \frac{n}{2\,(0.2)}\,\mu'\right]$$

وحيث أن:

$n = 15$

$$= A_{co}\cdot f_c\left[1 + 15\mu + \frac{15}{2\,(0.2)}\,\mu'\right]$$

$$= f_c\,A_{co}\,[1 + 15\,\mu + 37.5\,\mu']$$

$$P_{safe} = f_c\,A_{co}\,[1 + n\,\mu + n'\mu'] \text{..............................(18)}$$

Where:

$$\mu = \frac{A_s}{A_{co}}$$

$$\mu' = \frac{A'_s}{A_{co}}$$

$n = 15$, $n' = 37.5$

Example (1):

Design a reinforced concrete column, which is carrying axial load of 80 tons.

Solution:

Design a square concrete reinforcement column Specification:

$F_{c28} = 180 \ kg/cm^2$

$F_s = 1400 \ kg/cm^2$

$F_c = 50 \ kg/cm^2$

$\mu = 0.8\%$

$P_{safe} = F_c \ A_g \ (1 + (n-1)\,\mu)$

$$80 \times 1000 = 50 \ A_g \left(1 + (15-1)\left(\frac{0.8}{100}\right)\right)$$

$A_g = 1428.57 \ cm^2$

$A_g = 37.79 \times 37.79$

Make it:

$A_g = 40 \times 40 \ cm$

But:

$$\mu = \frac{A_s}{A_g}$$

$$A_s = \mu \ A_g = \frac{0.8}{100} \times 1428.57 = 11.428 \ cm^2$$

يجب ألا تزيد المسافة بين أسياخ التسليح الطويلة عن 30 cm

$\therefore$ Number of bars = 8

$$\text{Area of a bar} = \frac{11.428}{8} = 1.42 \ \text{cm}^2$$

$$\therefore \ 4\ \phi 13 + 4 \phi 16 = 4(1.32) + 4(2.01)$$

$$= 13.1 \ \text{cm}^2$$

إيجاد المسافة بين الكانات:

تصميم الكانات يجب ألا تزيد المسافة بين الكانات عن:

أ- 15 مرة قطر أصغر سيخ طولى

$$s = 15\ (1.32) = 19.5 \ \text{cm}$$

ب- عرض العمود

$$s = 40 \ \text{cm}$$

ج- 25 cm

$$s = 25 \ \text{cm}$$

So,

$$s = 19.5 \ \text{cm}$$

تحديد قطر الكانة:

لا يقل قطر الكانة عن:

أ- ربع قطر اكبر تسليح طولى.

$$\phi = \frac{1}{4}(16) = 4 \ \text{mm}$$

ب- 6 mm

$$\phi = 6 \ \text{mm}$$

So,

$$\phi = 6 \ \text{mm}$$

Design a rectangular concrete reinforcement column:

$A_g = 1428.57 \quad cm^2$

Assume column width $= 22$ cm

(اقل عرض للعمود هو 20 cm)

$$lenght = \frac{1428.57}{22} = 64.93 \cong 65\,cm$$

$\mu = A_s / A_g$

$$A_s = \mu\ A_g = \frac{0.8}{100}(1428.57) = 11.428 \ \ cm^2$$

Select:

$6\ \phi\ 1\,mm$

$As = 6(2.01) = 12.06 \ \ cm^2$

$s = 6\ (16) = 9.6\ cm$

$s = 22\ \ cm$

$s = 25\ \ cm$

$\therefore s = 9.6\ \ cm$

$$\phi_s = \frac{1}{4}(16) = 4\,mm$$

الكود المصرى

$\phi = 6\ \ mm$

$\phi_s = 6\,mm$

Design a circular concrete reinforcement column

$A_g = 1428.57 \text{ cm}^2$

$= \frac{\pi D^2}{4}$

$D = \sqrt{\frac{1428.57 \times 4}{\pi}} = 42.658 \text{ cm} \cong 45 \text{ cm}$

$A'_g = \frac{\pi}{4}(45)^2 = 1590.42 \text{ cm}$

$A_s = \mu A_g$

$= \frac{0.8}{100}(1428.57) = 11.428 \text{ cm}^2$

Select:

$6\phi 16$ mm

$A'_s = 6(2.01) = 12.06 \text{ cm}^2$

$s = 6(16) = 9.6$ cm

$s = 45$ cm

$s = 25$ cm

$\boxed{s = 9.6 \text{ cm}}$

$\phi_s = \frac{1}{4}(16) = 4$ mm

الكود المصرى

$\phi = 6$ mm

$\phi_s = 6$ mm

Example (2):

أوجد أقصى حمل ممكن أن يتحمله عمود خرسانة مسلح دائرى تحت المواصفات الآتية:

١- عدد أسياخ التسليح الطولية. $8\phi\,16$

٢- قطر أسياخ الكانات الحلزونية $\phi\,10$.

٣- طول الخطوة بين الكانات الحلزونية 5cm.

٤- جهد تحمل حديد التسليح $f_s = 1400\ kg/cm^2$.

٥- جهد تحمل الخرسانة $f_c = 60\ kg/cm^2$.

Solution:

$D = 40\ cm$

$D_o = 40 - 5 = 35\ cm$

$P_{safe} = f_c\ A_{co}\ [1 + n\mu + 37.5\,\mu']$

$$\mu = \frac{A_s}{A_{co}}$$

$$\mu' = \frac{A_s}{A_{co}}$$

$$A_{co} = \frac{\pi\ D_o^2}{4} = \frac{\pi\ (35)^2}{4} = 962.1\ cm^2$$

$A_s = 8\ (2.01) = 16.08\ cm^2$

$$\mu = \frac{A_s}{A_{co}} = \frac{16.08}{962.1} = 0.01671$$

$$A'_s = \frac{\pi D_o}{d_s} A_{ss}$$

$$A_{ss} = \frac{\pi}{4} \phi^2{}_{ss} = \frac{\pi}{4} (1)^2 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{\pi}{5} (35)(0.785) = 17.26 \text{ cm}^2$$

$$\mu' = A'_s / A_{co} = 17.56 / 962.1 = 0.0179$$

$$P_{safe} = 60 \, (962.1) [1 + 15 \, (0.01671) + 37.5 \, (0.0179)]$$

$$= 111030 \text{ kg}$$

$$= 111.030 \text{ Tons}$$

يجب أن يتحقق الشرطين الآتيين:

$$A'_s \leq 3 \, A_s$$

$17.26 \text{ cm}^2 < 3 \, (16.08)$ ....ok

$$P_{safe} < 2 \, F_c \, [A_{co} + n \, A_s]$$

$$P_{safe \ check} = 2 \, (60) [962.1 + 15 \, (16.08)]$$

$$= 144396 \text{ kg} = 144.396 \text{ Tons}$$

$$P_{safe} < 2 \, f_c \, [A_{co} + n \, A_s]$$

$111.03 < \text{Tons} < 144.396$ ....ok

Example (3):

أوجد حمل الأمان على عمود دائرى ذو تسليح حلزونـــى إذا كـــان القطر الخارجى للعمود $50\,mm$ وحديـــد التـــسليح الرأســـى $8\phi\ 19\,mm$ وخطوة الحلزون $d_s = 6\ cm$ وقطر الكانات الحلزونية $\phi\ 13\,mm$ علمـــاً بأن مقاومة الخرسانة للضغط $f_c = 225\ kg/m$.

Solution:

$$f_c = 60\ kg/cm^2$$

$$P_{safe} = f_c\ A_{co}\left[1 + n\frac{A_s}{A_{co}} + n'\frac{A'_s}{A_{co}}\right]$$

$$= f_c\ \left[A_{co} + n\ A_s + n' A'_s\right]$$

$$A_{co} = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi}{4}(45)^2 = 1590.4\ \ cm^2$$

$$A_s = 8(2.84) \qquad = 22.72\ cm^2$$

$$A'_s = \frac{\pi\ D_o}{d_s}\ A_{s\phi} \qquad = \frac{\text{volume of stirrup}}{\text{pitch}}$$

$$A'_s = \frac{\pi\ (45)}{6}(1.32) \qquad = 31.1\ \ cm^2$$

بحيث يتحقق الشرط الآتى:

$$A'_s \le 3\ A_s$$

$$31.1 \le 3(22.72)$$

$$31.1 < 68.16$$

$$P_{safe} = 60\ [1590.4\ + 15\ (22.72) + 37.5\ (31.1)]$$

$$= 60\ [3097.45]$$

$$= 60185847\ \text{kg}$$

$$=185.847\ \text{Tons}$$

يجب أيضا تحقيق الشرط الآتى:

$$P_{safe} < 2\ F_c\ [A_{co}\ + n\ \ A_s]$$

$$P_{safe} = 2\ (60)\ [1590.4 + 15\ (22.72)]$$

$$= 231744\ \text{kg}$$

$$= 231.744\ \text{Tons}$$

$$P_{safe} < 2\ F_c\ [A_{co}\ + n\ A_s]$$

$$185.847 < 231.744\ \text{tons}$$

Example (4):

أوجد أقصى حمل ممكن ان تتحمله الأعمدة الخرسانية المسلحة الآتية

إذا كان جهد الخرسانة $f_c = 50\ kg/cm^2$.

Solution:

A- Reinforced Area

$\phi\ 16 \cong 2.01\ \ cm^2$

$A_s = 8 \times 2.01 = 16.08\ cm^2$

$$A_{net} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi}{4}(40)^2 = 1256.6\ cm^2$$

$$P_{safe} = f_c\ A_{gross}\left(1 + (n-1)\frac{A_s}{A_{gross}}\right)$$

$$= (50)(1256.6)\left[1 + (15-1)\frac{16.08}{1256.6}\right]$$

$$= (50)(1256.6)[1 + 14\ (0.01279)]$$

$$= 74086\ kg = 74.086\ Tons$$

$$P_{max} = F_c\ A_{equivalent}$$

$$= F_c\ (A_c + 15\ A_s)$$

$$= 50\ [(1256.6 - 16.08) + 15\ (16.08)]$$

$$= 50\ (1481.72)$$

$$= 74086\ kg = 74.086\ Ton$$

B- Reinforced Area

$\phi\ 13 = 1.32\ \text{cm}^2$

$\phi\ 19 = 2.84\ \text{cm}^2$

$A_s = 4\,(1.32) + 4\,(2.84) = 16.64\ \text{cm}^2$

$A_{gross} = (40)\,(25) = 1000\ \text{cm}^2$

$$A_{equ} = A_c + n\,A_s$$

$$= (1000 - 16.64) + 15\,(16.64)$$

$$= 1232.96\ \text{cm}^2$$

$$P_{max} = f_c\ A_{equ}$$

$$= 50\,(1232.96) = 61648\ \text{kg}$$

$$= 61.648\ \text{Tons}$$

$$P_{Safe} = f_c\ A_{gross}\left(1 + (n-1)\frac{A_s}{A_{gross}}\right)$$

$$= (50)\,(100)\left(1 + (15-1)\left(\frac{16.64}{1000}\right)\right)$$

$$= 61648\ \text{kg}$$

$$= 61.648\ \text{Tons}$$

Example (5):

صمم عمود خرساني قصير على أن يكون مقطعه مربع يتحمل حمل مقدراه 80 Tons إذا كانت:

أ- نسبة حديد التسليح $\mu = 0.8\%$

ب- نسبة حديد التسليح $\mu = 1.5\%$

ج- نسبة حديد التسليح $\mu = 3.0\%$

وجهد الخرسانة يعادل $F_c = 50 \ kg/cm^2$

Solution:

A- Steel Percentage 0.8%

$$P_{safe} = F_c \ A_{gross} \ (1 + (n - 1)\mu)$$

$$A_{gross} = (P_{safe}) / F_c \ (1 + (n - 1)\mu)$$

$$= 80\ (1000) / \ [50\ (1 + (15 - 1)0.008)]$$

$$= 1438.8 \ cm^2$$

$$\cong 37.9 \times 37.9$$

Take the short column cross selection dimensions as

$40 \times 40 \ cm$

$$A_s = \mu \ A_{gross} = 0.008 \ (40 \times 40) = 12.8 \ cm^2$$

Choose: $4 \ \phi \ 13 \, mm + 4 \ \phi 16 \, mm$

$$A'_s = 4\ (1.32) + 4\ (2.01) = 13.32 \ cm^2$$

B- Steel percentage 1.5%

$A_{gross} = 1322.3 \text{ cm}^2 \quad = \quad 36.4 \times 36.4 \text{ cm}$

Take the area $\quad 40 \times 40 \text{ cm}$

$A_s = \mu \; A_{gross}$

$A_s = 0.015 \; (40 \times 40) = 24 \text{ cm}^2$

select

$4 \; \phi \, 19 \text{mm} + 4 \phi \, 22 \text{mm}$

$A_s' = 4 \, (2.84) + 4 \, (3.8) = 26.56 \text{ cm}^2$

C. Steel percentage 3.0%:

$A_{gross} = 1126.76 \text{ cm}^2 \quad = \quad 33.6 \times 33.6 \text{ cm}$

Take the area $\quad 35 \times 35 \text{ cm}$

$A_s = \mu \; A_{gross}$

$A_s = 0.03 \; (35 \times 35) = 36.75 \text{ cm}^2$

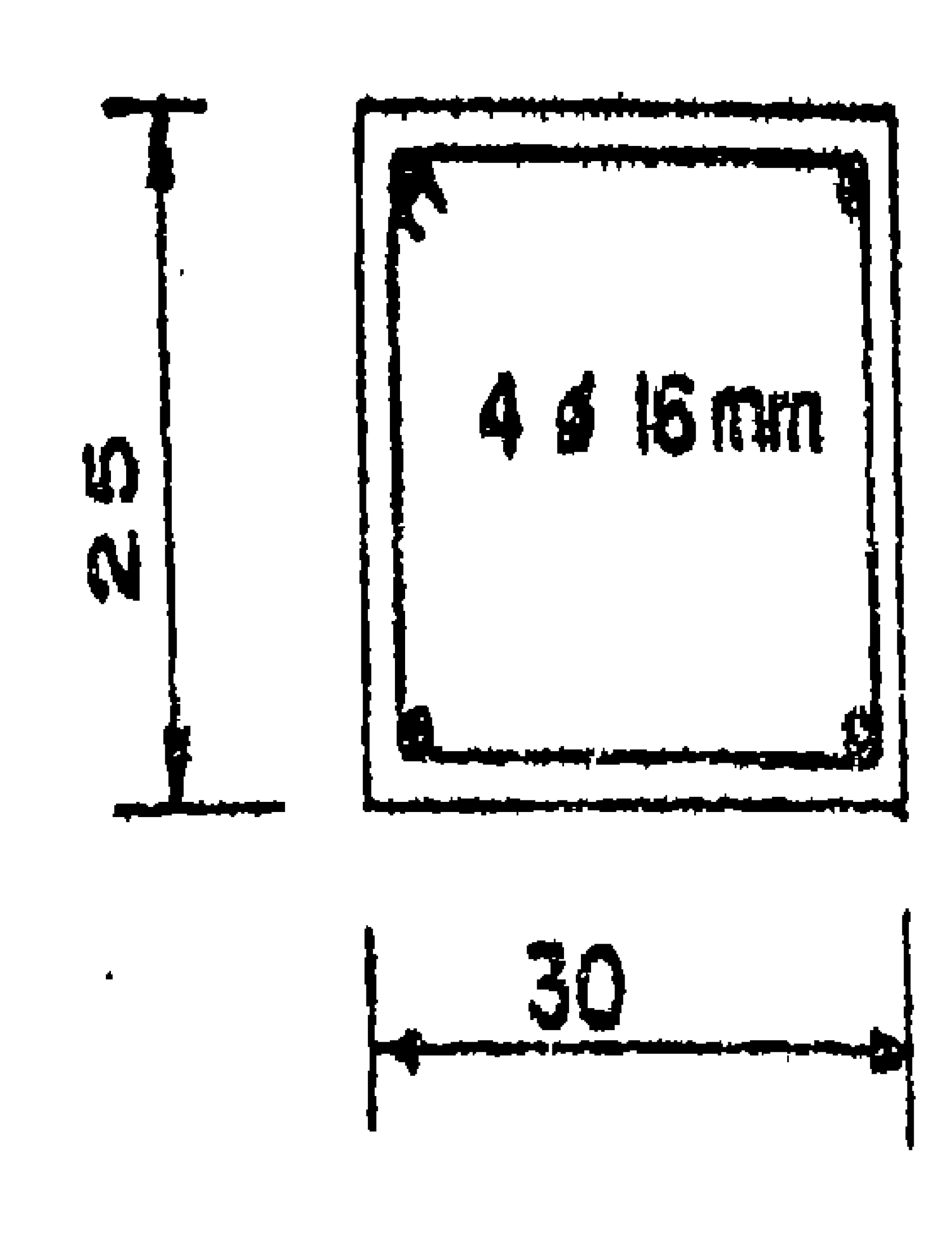
Select

$8 \; \phi \; 25 \text{mm}$

$A_s' = 8 (4.91) = 39.28 \text{ cm}^2$

Problem (6):

$Ag = 30 \times 25 = 750\,cm^2$



$P = f_c\ (Ag + (n-1)As)$

$= 50\ (750\ + 14 \times 8.04)$

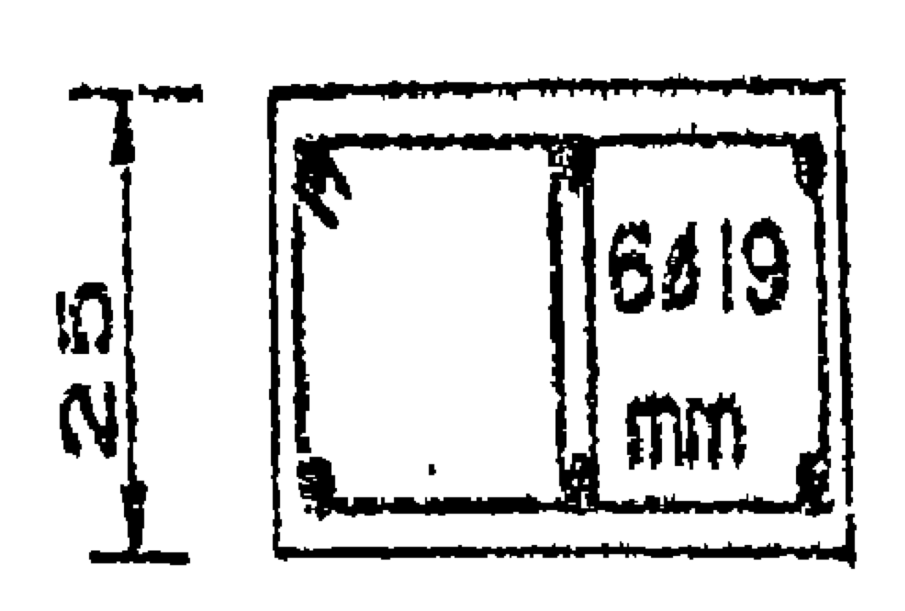
$= 50\ (750\ + 112.56)$

$= 50\ (862.56) = 43128k\ kg$

$= 43t$

Problem (7):

$Ag = 100 \times 25 = 1500cm^2$





$14As\ = 14 \times 17.01 = 238.14cm$

$TotalArea\ = 1738.14cm^2$

$$f_c = \frac{80000}{1738.14} = 40.03kg/cm^2$$

Problem (8):

$$P = f_c \; (Ag - 14\mu)$$

$$= f_c \; Ag \left(1 + 14 \frac{A_s}{Ag}\right)$$

30

b = ?

$$\text{assume } \frac{As}{Ag} = 1\%$$

$$P = f_c \; Ag \, (1.14)$$

$$Ag = \frac{120000}{50 \times 1.14} = 2105.3 \text{ cm}^2$$

$$b = \frac{2105.3}{30} = 70 \text{ cm}^2$$

30

|← b=70→|

$$As = 17. Ag = \frac{2105.3}{100} = 21 \text{cm}^2$$

Take 8 ϕ 19 mm $As = 22.68 \text{ cm}^2$

الباب الثانى

Design of Sections Beams By
The Method of Working Stresses

تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة (الكمرات)

تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة تتناسب مع نظرية الخط المستقيم Straight- Line theory فى منحنى العلاقة بين الاجهادات والانفعالات Stress – Strain Relationship Diagram والتى تتبع العلاقة الخطية Elastic range حتى الاجهادات المسموح بها yield stress وتسمى هذه الطريقة فى تصميم الكمرات بإجهادات التشغيل المسموح به Working stress Design

وفى تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة نجد أن المطلوب هو تحديد عمق القطاع (d) وأيضا كمية حديد التسليح الرئيسى (A_s) لمقاومة الإجهادات الناتجة من قوى الشد وعزوم الانحناء المتولدة فى الكمرات وذلك بمعلومية الإجهادات المسوح بها للخرسانة (f_c) وحديد التسليح (f_s) مع تحديد أقصى عزم انحناء تتعرض له الكمره نتيجة اللأحمال المؤثره على الكمرات سواء كانت أحمال مركزة أو أحمال موزعة ويوجد نوعين من التسليح فى القطاعات:

١- قطاعات ذات تسليح فى جانب الشد فقط

٢- قطاعات ذات تسليح فى جانبى الشد والضغط.

أولا: تصميم قطاع خرسانى مسلح (كمره) ذات تسليح فى جانب الشد فقط

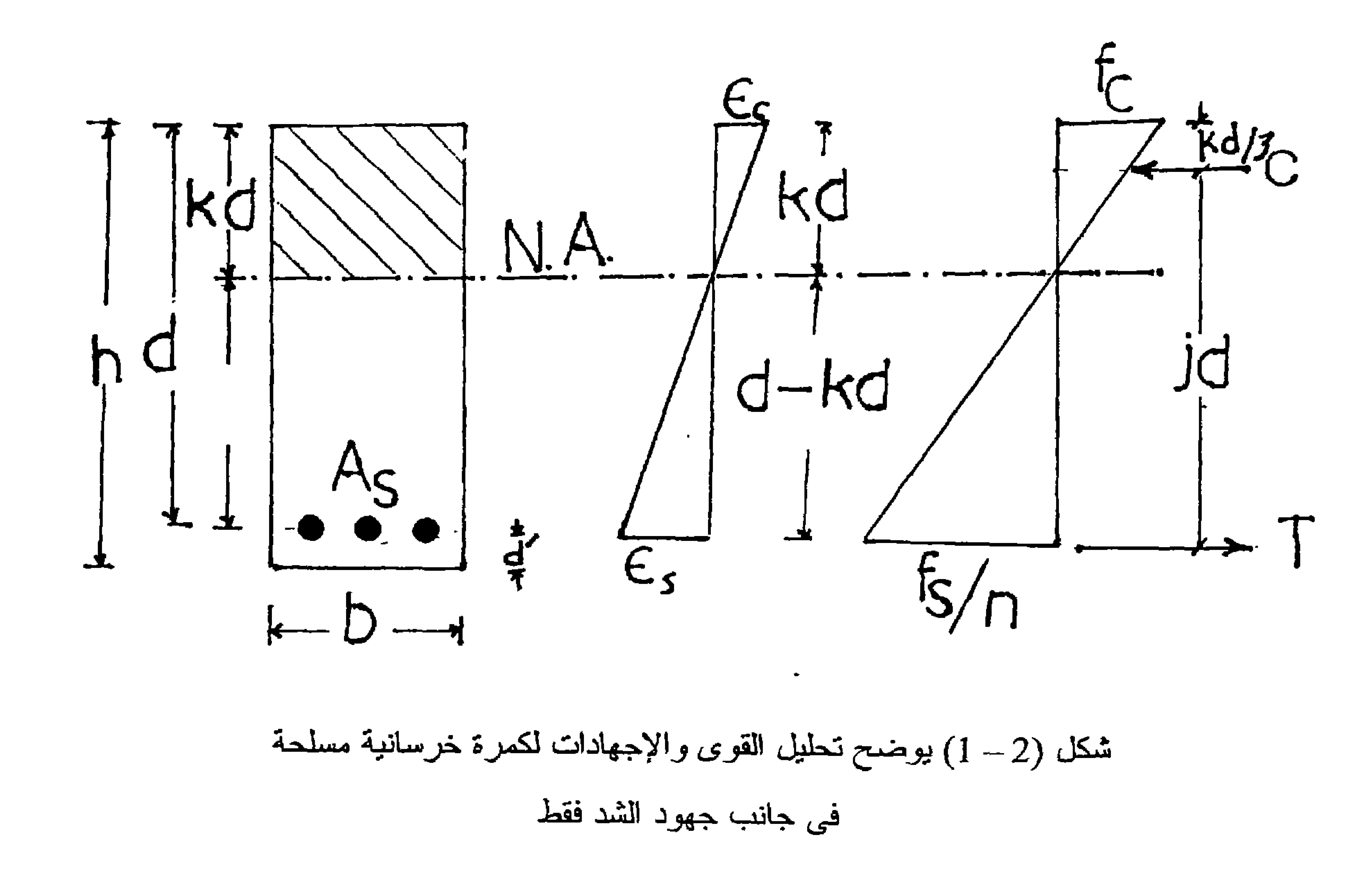
Working stress Design of Rectangular Reinforced Concrete Beams with tensile Reinforcement

المطلوب تحديد عمق القطاع (d) وكمية حديد التسليح (A_S) لمقاومة جهود الشد فى الكمرة الخرسانية المسلحة والشكل (2 - 1) يوضح تحليل القوى forces Analysis على كمره خرسانية مسلحة على شكل قطاع مستطيل لتحديد العلاقات الرياضية المستخدمة فى تصميم الكمرات الخرسانية المسلحة. ويوضح شكل (2 – 2) الكسور التى تحدث فى الخرسانة المسلحة والمعرضة لإجهادات الشد نتيجة الأحمال ووزن الكمرة ويوضح شكل (2 – 3) كمرة خرسانية وحديد التسليح الطولى وتوزيع إجهادات الانحناء والاستطالة وايضاً القطاع المكافئ للكمرة الخرسانية المسلحة شكل (2 – 4).

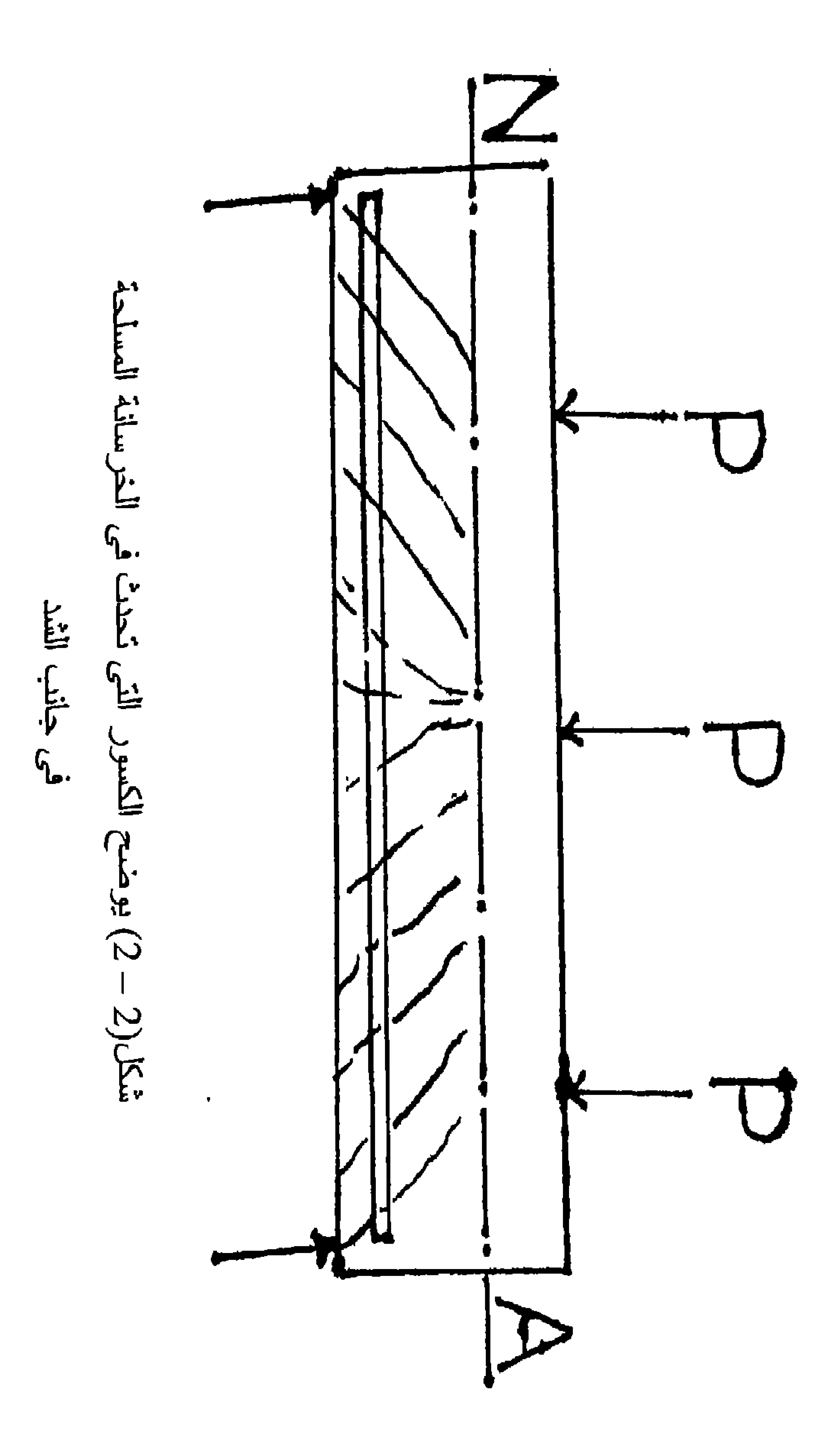
أولا: المطلوب تحديد محور التعادل Neutral Axis أو مركز ثقل القطاع Center of Gravity لتحديد المسافة بين الحافة العلوية للقطاع ومحور التعادل (kd). ومن تشابه المثلثين فى توزيع قوى الإجهادات. ومن تشابه المثلثين فى دياجرام الإجهادات لتحليل القوى.

$$\frac{f_c}{f_c + \frac{fs}{n}} = \frac{kd}{d} \quad \text{...(1)}$$

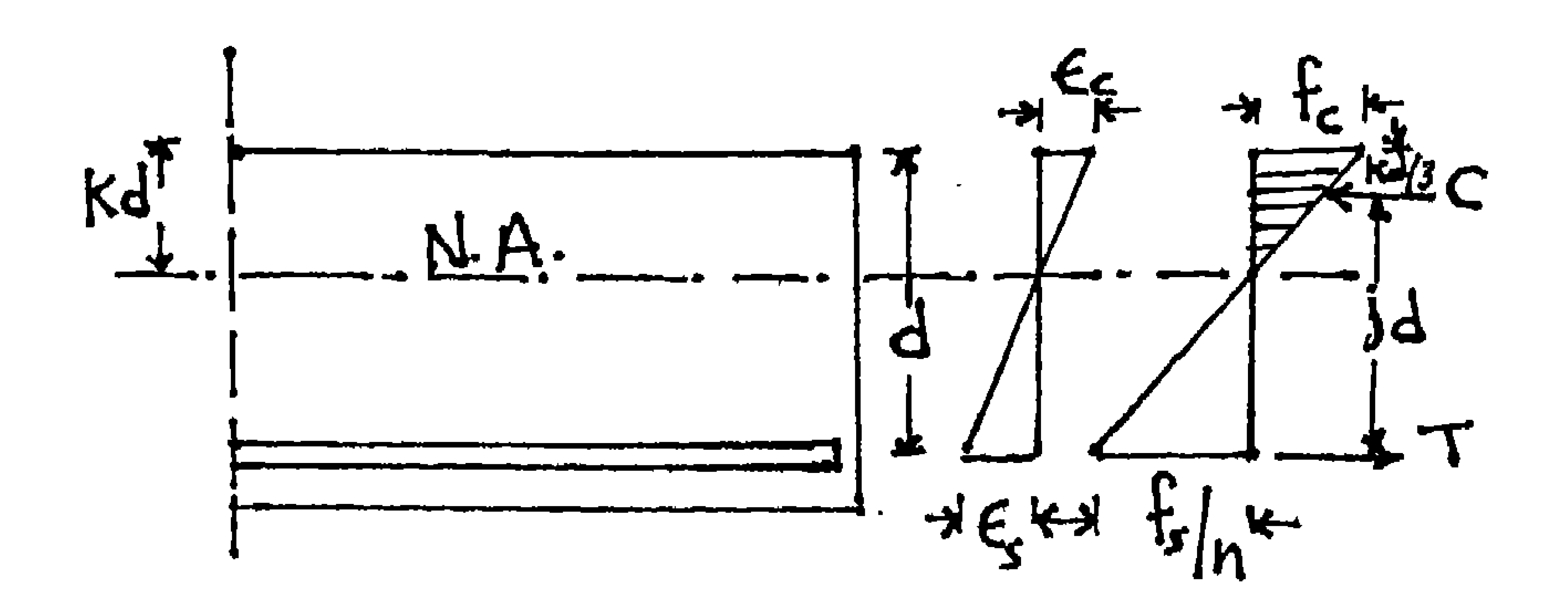
$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{fs}{n}} \cdot (d) \quad \text{...(2)}$$



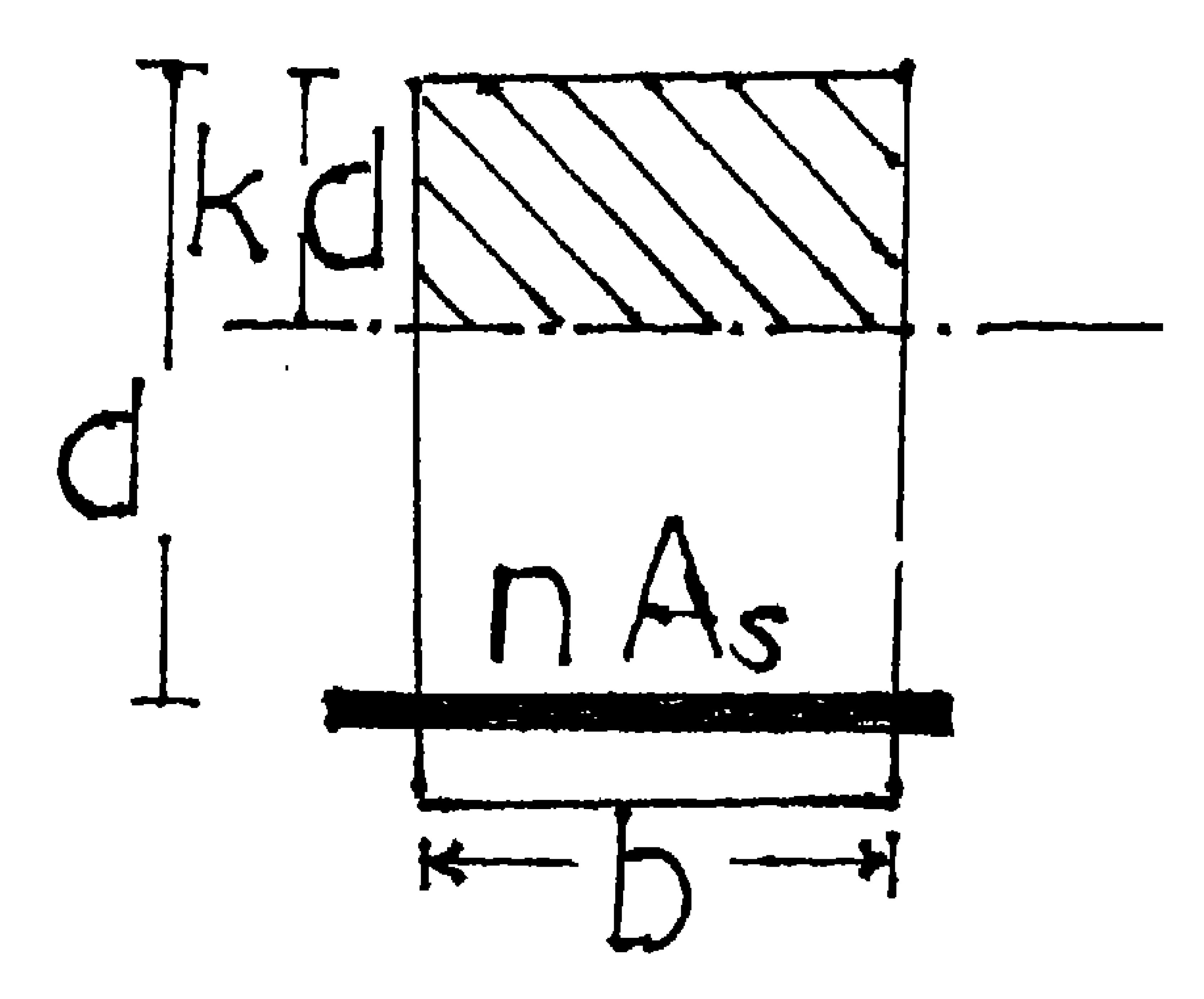
شكل (2 – 1) يوضح تحليل القوى والإجهادات لكمرة خرسانية مسلحة
فى جانب جهود الشد فقط



شكل(2 – 2) يوضح الكسور التي تحدث في الخرسانة المسلحة في جانب الشد



شكل (2 – 3) يوضح توزيع إجهادات الانحناء والاستطالة لكمرة خرسانية مسلحة فى جانب جهود الشد فقط



شكل (2 - 4) يوضح قطاع مكافئ لحديد التسليح فى كمرة خرسانية مسلحة

بالقسمة على f_c:

$$K = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n}} = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} \quad \text{.................................(3)}$$

وبالتالى البيانات الموجودة (f_c) جهد تحمل الخرســـانة (f_s) جهـــد تحمل حديد التسليح.

n : نسبة بين معامل المرونة لحديد التسليح إلى معامل المرونة للخرسانة.

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100\ t/cm^2}{140\ t/cm^2} = 15$$

ثانيا: من تحليل قوى الضغط (C) وقوى الشد (T) التى تتعرض لها الكمره و حيث أن القطاع فى حالة اتزان القوى فإن مجموع القوى الأفقيـــة تساوى صفر أى أن:

$$C - T = 0$$

$$C = T \quad \text{..(4)}$$

وحيث أن قوى الضغط:

$$C = \frac{1}{2} f_c\,(kd)\ b \quad \text{..(5)}$$

حيث b عرض القطاع الخرسانى (الكمره)

وأيضا قوى الشد:

$$T = A_s\ f_s \quad \text{..(6)}$$

ومن اتزان القوى:

$$\frac{1}{2} f_c\,(kd)\,b = A_s\ f_s \quad \text{..(7)}$$

ويأخذ العزوم حول نقطة تأثير قوى الشد لإيجـاد عـزوم الانحنـاء المتولدة من قوى الضغط (C)

$$M_c = C\,(jd) \quad \text{.......................} \quad (8)$$

وبأخذ العزوم حول نقطة تأثير قوى الضغط لإيجاد عزوم الانحنـاء المتولدة من قوى الشد T

$$M_T = T\,(jd) \quad \text{.......................} \quad (9)$$

وبالتعويض معادلة رقم (5) فى معادلة رقم (8) ينتج:

$$M_c = \frac{1}{2} f_c \,(Kd)\, b\, (jd) \quad \text{.......................} \quad (10)$$

وبالتعويض معادلة رقم (6) فى معادلة رقم (9) ينتج:

$$M_T = A_s\, F_s\, (jd) \quad \text{.......................} \quad (11)$$

Where:

M_c: is the moment of resistance of concrete in compression side

M_T: is the moment of resistance of steel in tension side

ومن شكل (1) يمكن ايجاد الثابت j

$$jd = d - \frac{kd}{3} \quad \text{.......................} \quad (12)$$

$$jd = d\left(1 - \frac{k}{3}\right)$$

$$\boxed{j = \left(1 - \frac{k}{3}\right)} \quad \text{.......................} \quad (13)$$

ثالثا: وحيث أن مجموع العزوم يساوى صفر لاتزان القطاع الخرسانى

$$\sum M = 0$$

$$M_C = M_T \text{ .... }(14)$$

$$\frac{1}{2} f_c \; (kd)(b)(jd) = A_s \; f_s \; (jd)$$

$$\frac{1}{2} f_c \, .k.d^2 \; b.j = A_s \; f_s \; (jd) \text{ .... }(15)$$

تحليل آخر لحساب المعامل k :

لإيجاد مقاومة العزوم The moment of resistance

ومن شكل (1) دياجرام الانفعال strain

$$E = \text{modulus of elasticity} = \frac{\text{unit stress}}{\text{unit strain}} = \frac{f}{\in} \text{ ....}(16)$$

Modulus of elasticity of steel (Reinforcement)

$$E_S = \frac{f_C}{\in_C} \quad \text{and} \quad \in_C = \frac{f_s}{E_s} \text{ ....}(17)$$

Modulus of elasticity of concrete

$$E_c = \frac{f_C}{\in_C} \quad \text{and} \quad \in_C = \frac{f_C}{E_C} \text{ ....}(18)$$

$$\frac{\in_C}{\in_S} = \frac{kd}{d - kd}$$

$$\frac{\in_C}{\in_S} = \frac{f_c / E_c}{f_s / E_s} = \frac{kd}{d - kd} = \frac{k}{1 - k} \text{ ....}(19)$$

Ratio of Modulus of elasticity of steel to Modulus of elasticity of concrete (Modular Ratio, n)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$\therefore \frac{f_C}{E_S} \times \frac{E_S}{f_C} = \frac{K}{1 - K}$$

$$\frac{f_C}{f_s} \times \frac{E_s}{E_C} = \frac{K}{1 - K}$$

$$\frac{n f_C}{f_S} = \frac{K}{1 - K} \quad \text{OR} \quad \frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{n(1-k)} \text{...............(20)}$$

وبالتالى يمكن إيجاد العلاقة بين اجهـــادات الخرســـانة واجهـــادات حديد التسليح

$$\boxed{f_C = \frac{f_S K}{n(1-K)}} \text{...(21)}$$

$$\boxed{f_S = n f_C \frac{(1-K)}{K}} \text{...(22)}$$

and:

$$n f_C = f_S \left(\frac{K}{1-K} \right) \text{...(23)}$$

وبقسمة الطرف الأيمن فى البسط والمقام على k

$$nf_c = f_s\left(\frac{1}{1-K}\right)$$

$$f_s = \frac{nf_c - nf_c K}{K}$$

$$Kf_S = nf_C - nf_C K$$

$$nf_C = Kf_S + nf_C K = K(fS + nf_C) \text{ ....(24)}$$

بالقسم البسط والمقام على f_C

$$K = \frac{nf_C}{nf_C + f_S} = \frac{n\frac{f_c}{f_c}}{n\frac{f_c}{f_c} + \frac{f_s}{f_c}} = \frac{n}{n + \frac{f_s}{f_c}} \text{ ....(25)}$$

بقسم البسط والمقام على n

$$K = \frac{\frac{n}{n}}{\frac{n}{n} + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}}$$

$$\boxed{K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}} \text{ ....(26)}$$

وإذا كانت النسبة بين مساحة حديد التسليح (A_S) إلى مـــساحة قطـــاع الكمرة الخرسانية (bd) يرمز له بالرمز P

$$P = \frac{A_S}{bd} \text{ ....(27)}$$

Where:

P = ratio of area of tension reinforcement , As, to effective area of concrete in rectangular beam (bd).

ومن معادلة اتزان القوى للقطاع الخرسانى

$$C = T$$

$$\frac{1}{2} f_c (kd) b = A_s f_s$$

تصبح:

$$\frac{1}{2} f_C k = \frac{A_S}{bd} f_S$$

$$\frac{1}{2} f_C k = P f_S$$

$$f_c k = 2P f_s$$

$$\frac{f_c}{f_s} = 2P/K \quad \text{......(28)}$$

$$\therefore P = \frac{K}{2} \times \frac{f_C}{f_S} \quad \text{......(29)}$$

وحيث أن:

$$n f_c = f_s \left(\frac{K}{1-K}\right)$$

$$\frac{n f_C}{f_s} = \left(\frac{K}{1-K}\right)$$

وحيث أن:

$$\frac{f_C}{f_S} = \frac{2P}{K}$$

بالضرب فى المعامل n:

$$n \frac{f_c}{f_s} = \frac{2Pn}{K}$$

$$\frac{k}{1-K} = \frac{2Pn}{K}$$

$$K^2 = 2Pn - 2Pnk$$

$$K^2 + 2Pnk = 2Pn$$

بإضافة $(Pn)^2$ فى الطرفين:

$$K^2 + 2PnK + (Pn)^2 = 2Pn + (Pn)^2$$

$$(K + Pn)^2 = 2Pn + (Pn)^2$$

$$K + Pn = \sqrt{2Pn + (Pn)^2}$$

$$\boxed{K = \sqrt{2Pn + (Pn)^2} - Pn} \quad \text{..............................(30)}$$

Where:

$$P = \frac{A_s}{bd}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

P is the area of tensile steel divided by effective area of concrete, usually equal to 1-2%

K the ratio of depth of N.A to depth d of section it is usually equals from 0.375 to 0.430 at n = 15

رابعا: إيجاد عمق القطاع الخرسانى المسلح (d)

$$M_C = M_T$$

$$\frac{1}{2} f_C \,(Kd)\, b\,(jd) = A_S\, f_S\, (jd)$$

$$\frac{1}{2} f_C\, Kd^2\, bj = A_S\, f_S\, jd$$

$$\frac{1}{2} f_C\, Kj\, d^2\, b = A_S\, f_S\, jd$$

$$\frac{1}{2} f_C\, Kj = \frac{A_s\, f_s\, (jd)}{d^2\, b} = R$$

$$R\, d^2\, b = A_S\, f_S\, (jd)$$

$$d^2 = \frac{A_S\, f_S\, (jd)}{Rb}$$

وحيث أن:

$$M_T = A_S\, f_S\, (jd)$$

$$M_T = d^2\, R\, b$$

$$d^2 = \frac{M_T}{Rb}$$

$$\boxed{d = \sqrt{\frac{M_T}{Rb}}} \qquad \text{...(31)}$$

Where:

$$R = \tfrac{1}{2} f_c\, kj$$

$$M_T = A_s\, f_s\, (jd)$$

التحليلات السابقة على أساس نظرية الخط المستقيم فى منطقة Elastic zone حيث ان التناسب طردى بين الإجهاد والانفعال

خامسا: إيجاد المعامل K_1

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{Rb}}$$

$$= \sqrt{\frac{M_T}{\frac{1}{2} f_C K j b}}$$

$$= \sqrt{\frac{2}{f_C K j}} \times \sqrt{\frac{M_T}{b}}$$

$$\boxed{d = k_1 \sqrt{\frac{M_T}{b}}}$$

حيث أن:

$$\boxed{K_1 = \sqrt{\frac{2}{f_c k j}}} \quad \ldots\ldots (32)$$

سادسا: إيجاد كمية حديد التسليح للقطاع الخرسانى المسلح من المعادلة الآتية:

$$M_T = A_S \; f_S \; (jd)$$

$$A_S = \frac{M_T}{(f_S \, j)d}$$

$$\boxed{A_S = \frac{M_T}{K_2 \, d}} \quad \ldots\ldots (33)$$

حيث أن:

$K_2 = f_s\, j$

Where:

j is is the ratio of lever arm of resisting couple to depth (d) and j is usually equals 0.85 to 0.875

التحلـيلات الـسابقة تعتمـد علـى نظريـة الخـط المـستقيم straight-line theory وان التسليح فى جانب الشد فقط فى القطاعـات الخرسانية المسلحة.

جداول تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة

يمكن اسـتخدام الجـداول Table of design coefficients for bending فى تصميم عمق القطاع الخرسانى المسلح (d) وكمية حديـد التسليح (A_s) فى المرحلة التى فيها الخرسانة تقاوم إجهادات الضغط وحديد التسليح يقاوم إجهادات الشد ومقاومة عزوم الانحناء وذلك بإيجاد المعاملات K_2 , K_1 , j, K كدالة للإجهاد المسموح به فى الخرسانة (f_C) والإجهاد المسموح به فى حديد التسليح (f_S) ويمكن استنتاج البيانات المسجلة فـى جدول (2 – 1) Design Coefficient for bending.أو من العلاقـات الآتية:

Table (2 – 1) Design Coefficient for bending

f_s	f_c	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100
1200	K J K_1 K_2	0.333 0.889 0.411 1068	0.360 0.880 0.374 1055	0.385 0.872 0.345 1044	0.408 0.864 0.322 1035	0.429 0.857 0.301 1027	0.448 0.851 0.284 1018	0.467 0.844 0.269 1010				
1400	K J K_1 K_2	0.300 0.900 0.430 1260	0.325 0.892 0.391 1244	0.349 0.884 0.360 1235	0.372 0.876 0.335 1225	0.391 0.870 0.313 1218	0.411 0.863 0.295 1208	0.429 0.857 0.279 1200	0.444 0.852 0.265 1192	0.462 0.846 0.253 1180	0.491 0.836 0.233 1175	0.517 0.828 0.216 1162
1800	K J K_1 K_2			0.294 0.902 0.388 1622	0.314 0.895 0.359 1610	0.333 0.889 0.335 1600	0.351 0.883 0.315 1590	0.368 0.877 0.297 1980	0.385 0.872 0.282 1570	0.400 0.867 0.269 1560	0.429 0.875 0.246 1540	0.455 0.848 0.228 1520
2000	K J K_1 K_2			0.273 0.909 0.402 1830	0.292 0.903 0.371 1815	0.310 0.897 0.346 1800	0.328 0.891 0.325 1785	0.344 0.885 0.306 1780	0.360 0.880 0.290 1755	0.375 0.875 0.276 1755	0.403 0.866 0.252 1734	0.429 0.857 0.233 1720
2200	K J K_1 K_2			0.254 0.915 0.415 1010	0.273 0.909 0.383 2000	0.290 0.903 0.357 1990	0.307 0.898 0.334 1975	0.323 0.892 0.315 1960	0.339 0.887 0.298 1950	0.353 0.882 0.283 1945	0.380 0.873 0.269 1920	0.405 0.865 0.239 1905

1- $K = \dfrac{f_C}{f_C + \dfrac{f_s}{n}}$

2- $j = 1 - \dfrac{K}{3}$

3- $K_1 = \sqrt{\dfrac{2}{Kj \cdot f_C}}$ ،

4- $k_2 = f_s\, j$

وإيجاد عمق القطاع الخرسانى (d) من العلاقة الآتية:

5- $d = K_1 \sqrt{\dfrac{M}{b}}$

وإيجاد كمية حديد التسليح (A_S) من العلاقة الآتية:

6- $A_s = \sqrt{\dfrac{M}{K_2\, d}}$

وارتفاع القطاع الخرسانة،(h) وذلك بزيـــادة ســمك التغطيــة لحديــد التسليح(d'):

7- $h = d + `d$

المواصفات القياسية المصرية:

تنظيم حديد التسليح فى جانب جهود الشد فقط

١- أقل عرض للكمرات 20 cm

٢- يتوقف تصميم الكمرات على الإجهادات المسموح بها والمحــددة فــى الكود المصرى بحيث

$\frac{L}{b} \leq 30$ أقل عرض للكمرة 20 cm

$\frac{L}{b} > 30$ يتغير الجهود التصميمية للخرسانة يعتمد على معامل تخفيض للإجهادات فى الخرسانة.

$$f_{Cb} = w \; f_C$$

حيث:

f_{Cb} إجهاد الأمان عند انبعاج الكمره

w معامل التخفيض للإجهادات الخرسانية يتوقف على النسبة بين طــول الكمره (L) إلى عرض الكمــره (b) أى النــسبة $\frac{L}{b}$ والقــيم فــى الجدول (2 – 2):

Table (2 – 2) Slenderness ration and reduction factor

Slenderness Ratio $\frac{L}{b}$	30	40	50	60
Reduction factor (w)	1	0.75	0.5	0.25

٣- ترتيب حديد التسليح فى جانب الشد فى صف أو صفين بحيث أن المسافة بين الأسياخ (3 cm).

٤- يفضل عدم استخدام أسياخ حديد التسليح بأقطار أكبر من ϕ19 وذلك لصعبة تشغيلها وارتفاع سعر المصنعية.

٥- اقل (أدنى) نسبة حديد تسليح 0.25% من مساحة القطاع الخرسانى المسلح وبدون تحقيق هذه النسبة فإن القطاع لا يعتبر من الخرسانة المسلحة فى سلوكه ولكن يعتبر من الخرسانة العادية.

٦- يتم تكسيح حديد التسليح فى جميع الكمرات بزاوية 45^{o} .

٧- العطاء الخرسانى لأسياخ حديد التسليح لا يقل عن 2.5 cm فى الكمرات.

٨- ينبغى ان تمتد الكانات إلى الجزء العلوى من القطاع الخرسانى.

٩- ما لم يكن عرض الكمره محدده بطريقة معمارية فمثلا كأن يكون داخلا فى حائط بحيث يتحتم ان يكون عرض الكمرة مساويا لسمك الحائط فإنه يستحسن أن يؤخذ العرض تبعا للعلاقات الآتية:

-١٠

1- Small beam

$d \le 50\,cm$ take $b = 0.5\,d$ to $0.4\,d$

2- Midium beam

$d \le 100\,cm$ take $b = 0.4\,d$

$100 \le d \le 160\,cm$ take $b \cong 0.4\,d$ to $0.3\,d$

3- Heavy beam

$d > 160\,cm$ take $b = 0.3\,d$

-١١ لا ينبغي أن يقل عرض الكمرات ذات القطاع المستطيل عن $\frac{1}{30}$ من طول الكمرة وألا يجب تقليل جهود التشغيل والضغط.

-١٢ يستخدم عدد ٢ سيخ حديد فى التسليح العلوى من الكمره لربط التسليح السفلى فى جانب الشد بالتسليح العلوى فى جانب الضغط بواسطة كانات الربط والأسياخ بأقطار $2\phi13$ ، $2\phi16$ ، $2\phi19$

Example (1):

Design a rectangular beam section its width 30 cm to resist a bending moment equates to 12 t-m. The allowable stresses in both concrete and steel bars are 70 kg/cm^2 and 1400 kg/cm^2 respectively. Use the table of design coefficients for bending and check your results by applying method of forces analysis on the beam section as shown in figure (2 – 5).

Solution:

I- From the table of design coefficients for bending

$K = 0.49, \quad j = 0.857, \quad K_1 = 0.279, \quad K_2 = 1200$

The actual beam depth (d)

$$d = K_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$= 0.279 \sqrt{\frac{12\ (10)^5}{30}} = 56 \text{ cm}$$

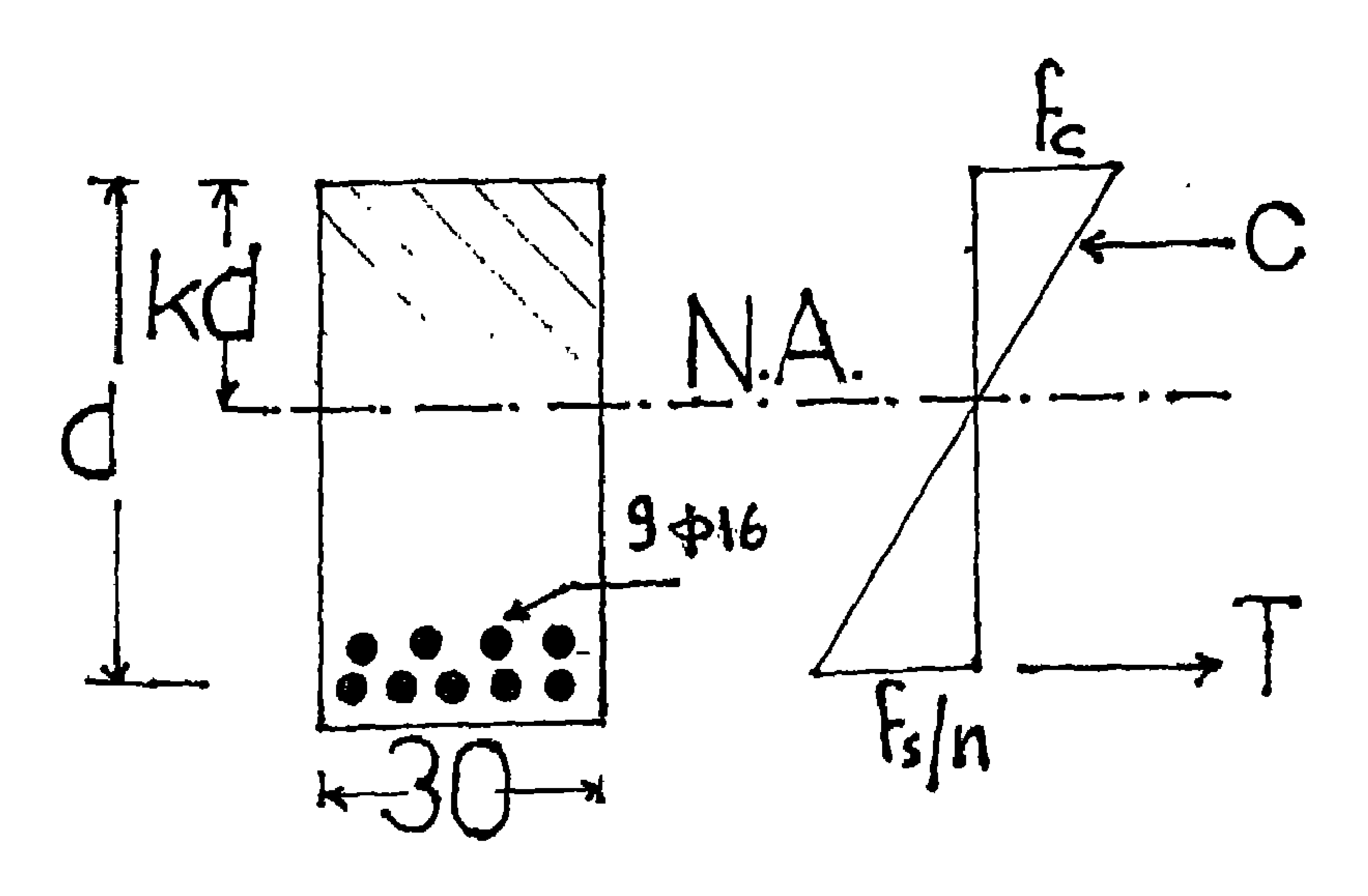
$$\therefore\ h = d + {`d}$$

$$= 56 + 4 = 60 \text{ cm}$$

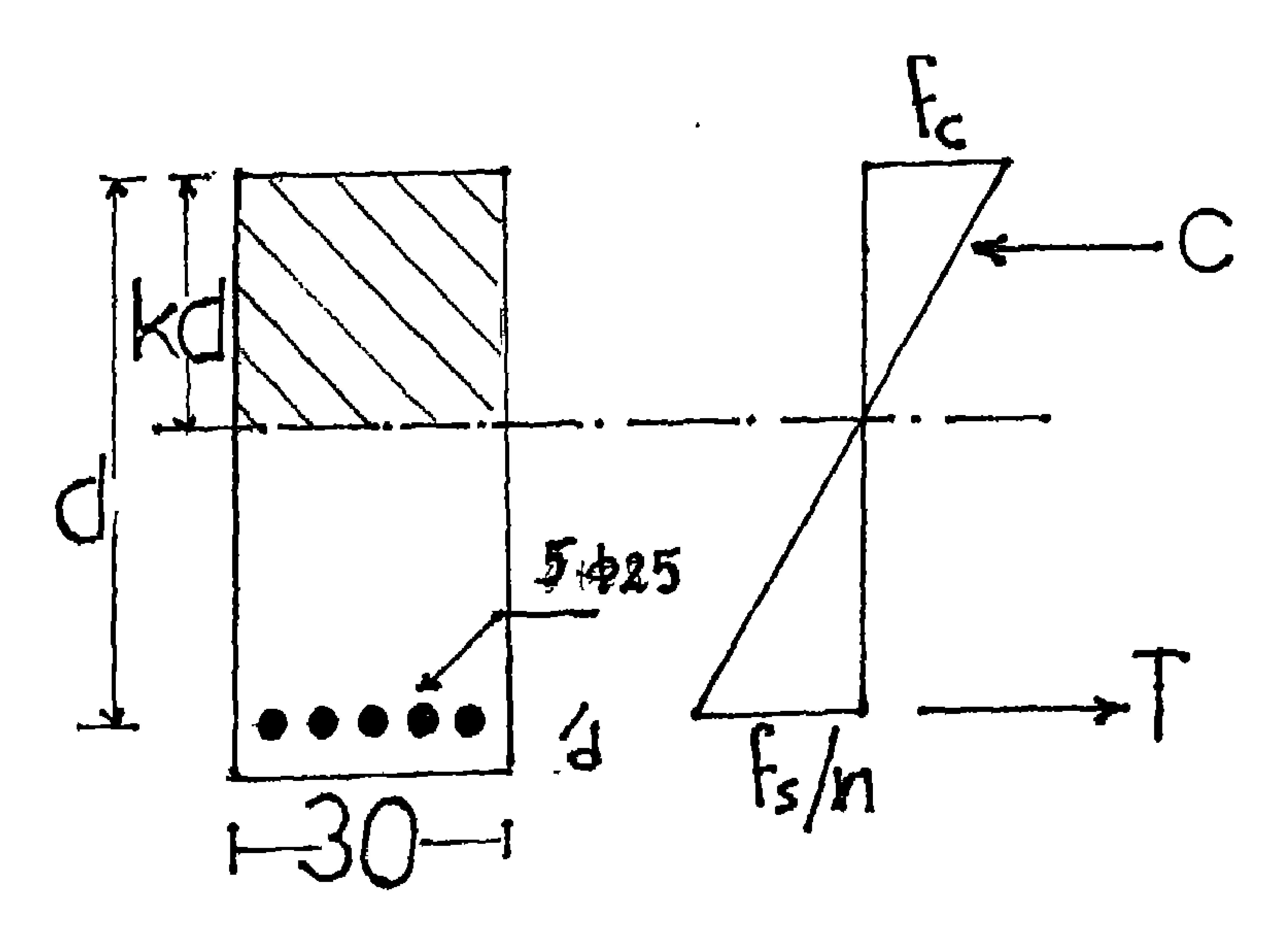
$$As = \frac{M}{K_2\ d} = \frac{12\,(10)^5}{1200\ (56)} = 17.9 \cong 18 \text{ cm}^2$$

From the table of steel bars area used in Egypt

$9\ \phi 16 \qquad As = 18.1\,\text{cm}^2$



شكل (2 – 5) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح



شكل (2 – 6) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح

II. force analysis on the beam section

$$(Kd) = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} d$$

$$= \frac{70}{70 + \frac{1400}{15}} d = 0.429\ d$$

$$c = \frac{1}{2} f_C\ (kd)\, b$$

$$= \frac{1}{2}\ (70)\,(0.429\, d)\, 30$$

$$= 450\, d$$

$$jd = d - \frac{kd}{d}$$

$$= d \left(1 - \frac{k}{3}\right)$$

$$= d \left(1 - \frac{0.429}{3}\right) = 0.857\ d$$

$$M = c\ jd = (450\, d)\ (0.857\, d) = 12\,(10)^5$$

$$d = 56\ cm$$

$$T = c = 450\,(56) = 25000\, kg$$

OR

$$jd = 56\,(0.854) = 48\, cm$$

$$T = \frac{M}{jd} = \frac{12\,(10)^5}{48} = 25000\, kg$$

$$As = \frac{T}{f_s} = \frac{25000}{1400} = 17.9\ cm^2$$

9 ϕ 16 $\qquad$ $As = 18.1\ cm^2$

يمكن ترتيب حديد التسليح فى صفين

Example (2):

Design a rectangular section of width 30 cm to resist a bending moment $M = 20000$ kg.m if $f_c = 75\ kg/cm^2$ and $f_s = 1400\ kg/cm^2$ as shown in figure (6 – 2).

Solution:

From the table of design coefficients for bending

$k = 0.444$, $j = 0.852$

$k_1 = 0.265$, $K_2 = 1192$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$d = 0.265 \sqrt{\frac{20000 \times (10)^2}{30}} = 68.0\ cm$$

Choose $d = 70$ cm

and $h = 75$ cm

$$A_s = \frac{M}{k_2\, b}$$

$$As = \frac{20000}{1192 \times 70} = 24\ cm^2$$

Choose $5\ \phi\ 25$ mm ($As = 24.54\ cm^2$)

Example (3):

اوجد عمق القطاع الخرسانى وكمية حديد التسليح اللازم لكمرة عرضها 30 cm إذا علم أن طول بحر الكمرة 5 m وأن الحمل المؤثر على الكمـــرة عبارة عن حمل منتظم مقداره 4 ton/m وأن هذا الحمل يمثل وزن جـــسم الكمرة وأن الإجهاد المسموح به فى الخرسانة المستعملة وحديد التسليح هـــى كما هو موضح بشكل (2 – 7).

$$f_C = 70 \text{ kg/m} \quad , \quad f_S = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Solution:

$$M_{max} = \frac{w\, l^2}{8}$$

$$M_{max} = \frac{w\, l^2}{8} = 4(5)^2/8 = 12.5 \text{ m.T}$$

بيانات من الجدول لتحديد الثوابت والمعاملات:

$k = 0.428 \qquad j = 0.857$

$K_1 = 0.279 \qquad K_2 = 1200$

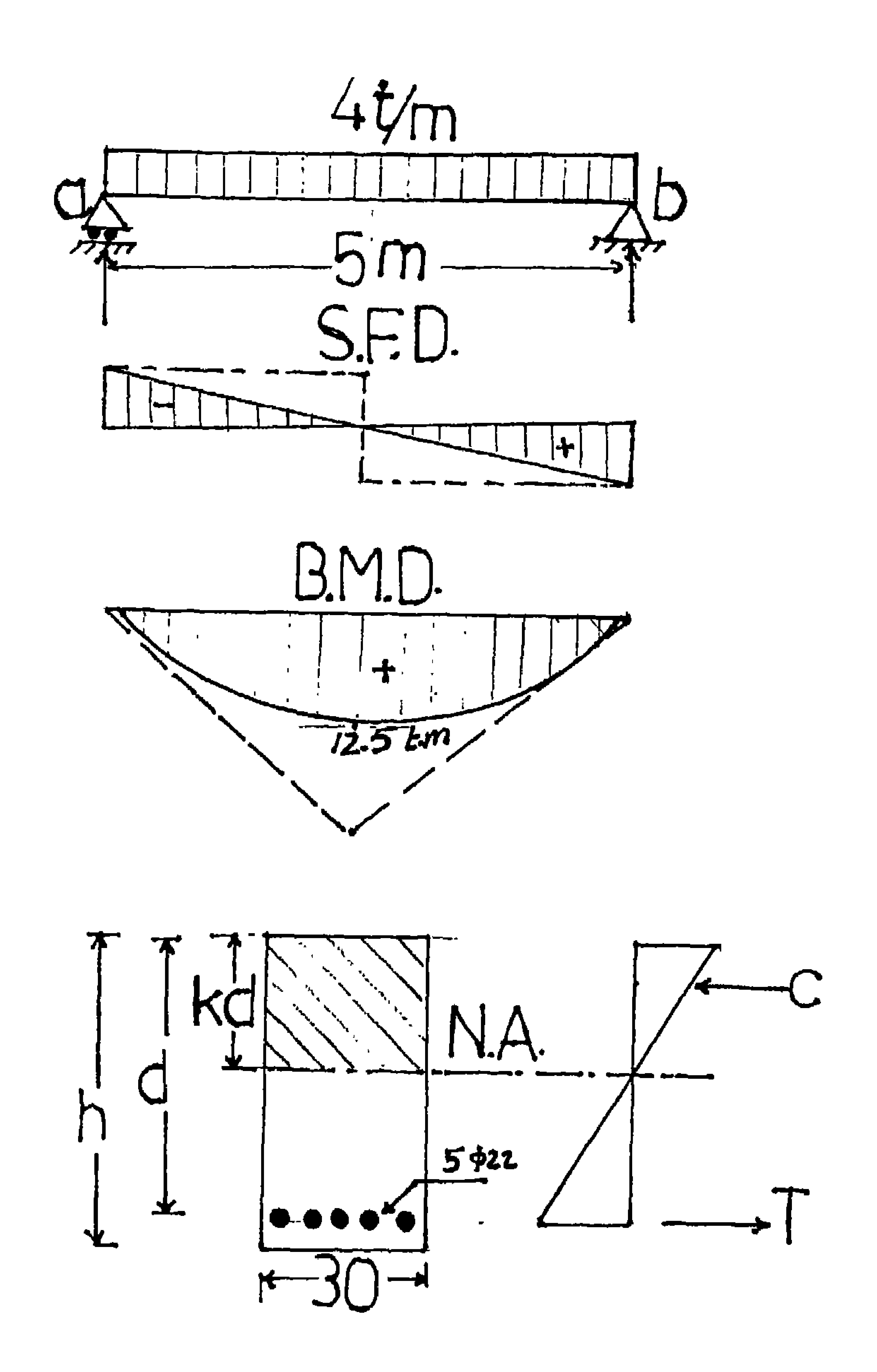
$$d = K_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.279 \sqrt{\frac{12.5\,(10)^5}{30}} = 57 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M}{K_2\, d} = \frac{12.5\,(10)^5}{1200\,(57)} = 18.3 \text{ cm}^2$$

Choose:

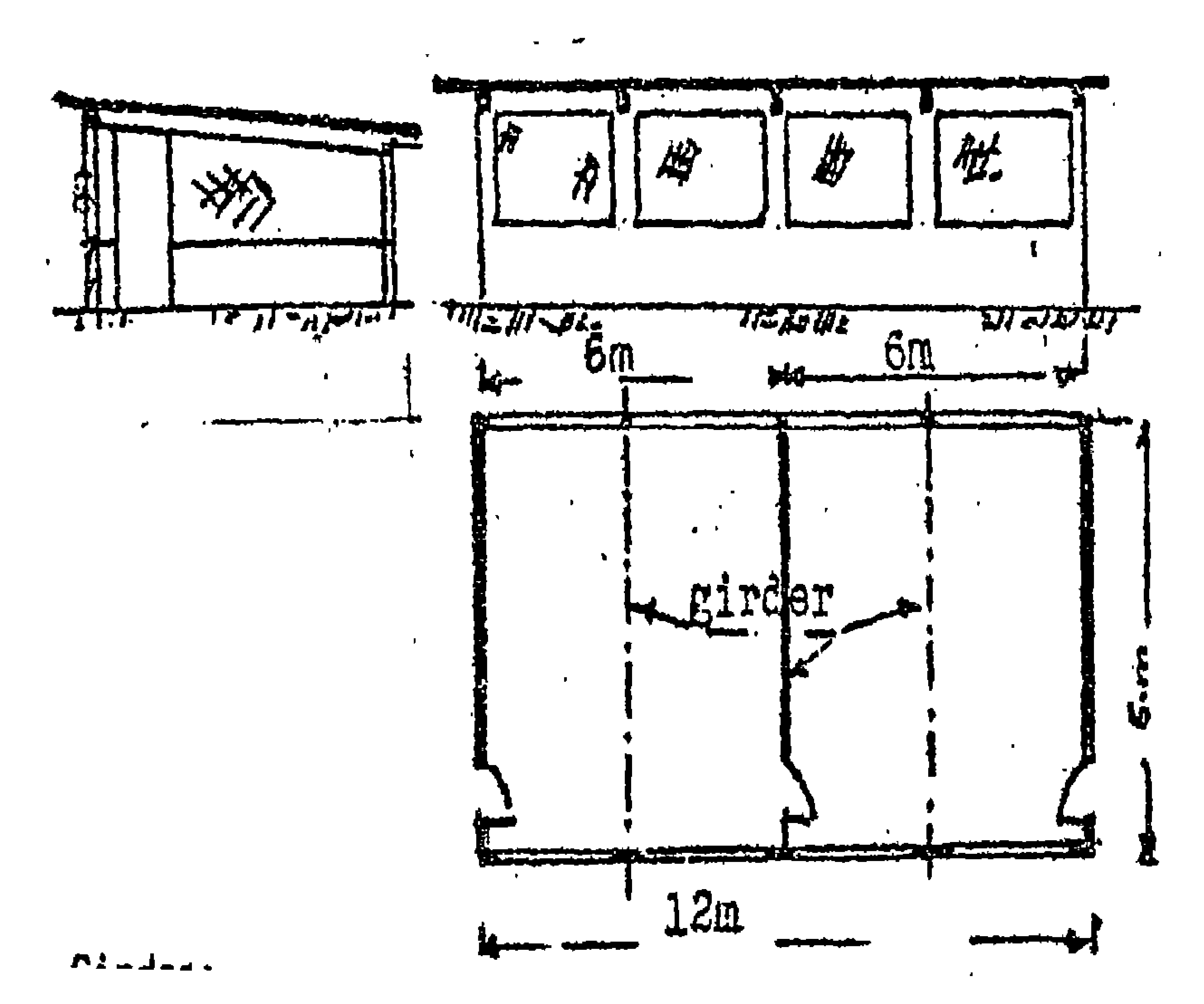
$$5\ \phi 22 \ \left(As = 19.01 \text{ cm}^2\right)$$

$$h = d + {`d} = 57 + 4 = 61 \text{ cm}$$



شكل (2 – 7) يوضح الأحمال وتوزيع قوى القص وعزوم الانحناء وأبعاد الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح المستخدم فى جانب الشد

Problem: Chicken House



Design of Main Girder:

This girder could be designed as a rectangular beam or a T. beam.

Design as a rectangular Beam:

Load: D.L = $400 \times 3 = 1200 \text{ kg/m}^1$

L.L = $200 \times 3 = 600 \text{ kg/m}^1$

Assumed d .L. for girder =

$1 \times 0.5 \times 0.25 \times 2500 = 300 \text{ kg/m}^1$

Total hoad = 2100 kg/ m^1

$$a.M \text{ at Center} = \frac{2100 \times 6 \times 6}{8} \times 100 = 94500 \text{ kg/ cm}$$

For $f_c = 60 \text{ kg/ cm}^2$ and $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$k_1 = 0.318$ $\qquad k_2 = 1213$

$$d = 0.318 \sqrt{\frac{945000}{25}} = 61.8 \text{ cm} \qquad h = 65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{945000}{1213 \times 62} = 12.56 \text{ cm}^2$$

$2 \phi\ 22 \text{ mm} + 2\phi\ 19 \text{ mm} = 13.27 \text{ cm}^2$

الباب الثالث

Working stress design of doubly reinforced concrete beams, compression and tension reinforcement

تصميم القطاعات الخرسانية وحديد التسليح فى جانبى قوى الشد والضغط

فى هذه الحالة يكون عمق الكمرة المطلوب تصميمه أقل مما ينبغى فى حالة استخدام حديد التسليح فى منطقة قوى الشد ويكون استعمال هذا العمق القليل ممكناً بإضافة حديد التسليح فى منطقة قوى الضغط والتصميمات التى تقابلها فى هذه الحالة تنقسم إلى نوعين:

١- أن يعطى عمق القطاع اللازم إلى جانب عرض القطاع ويطلب معرفة حديد التسليح فى جانبى الضغط والشد.

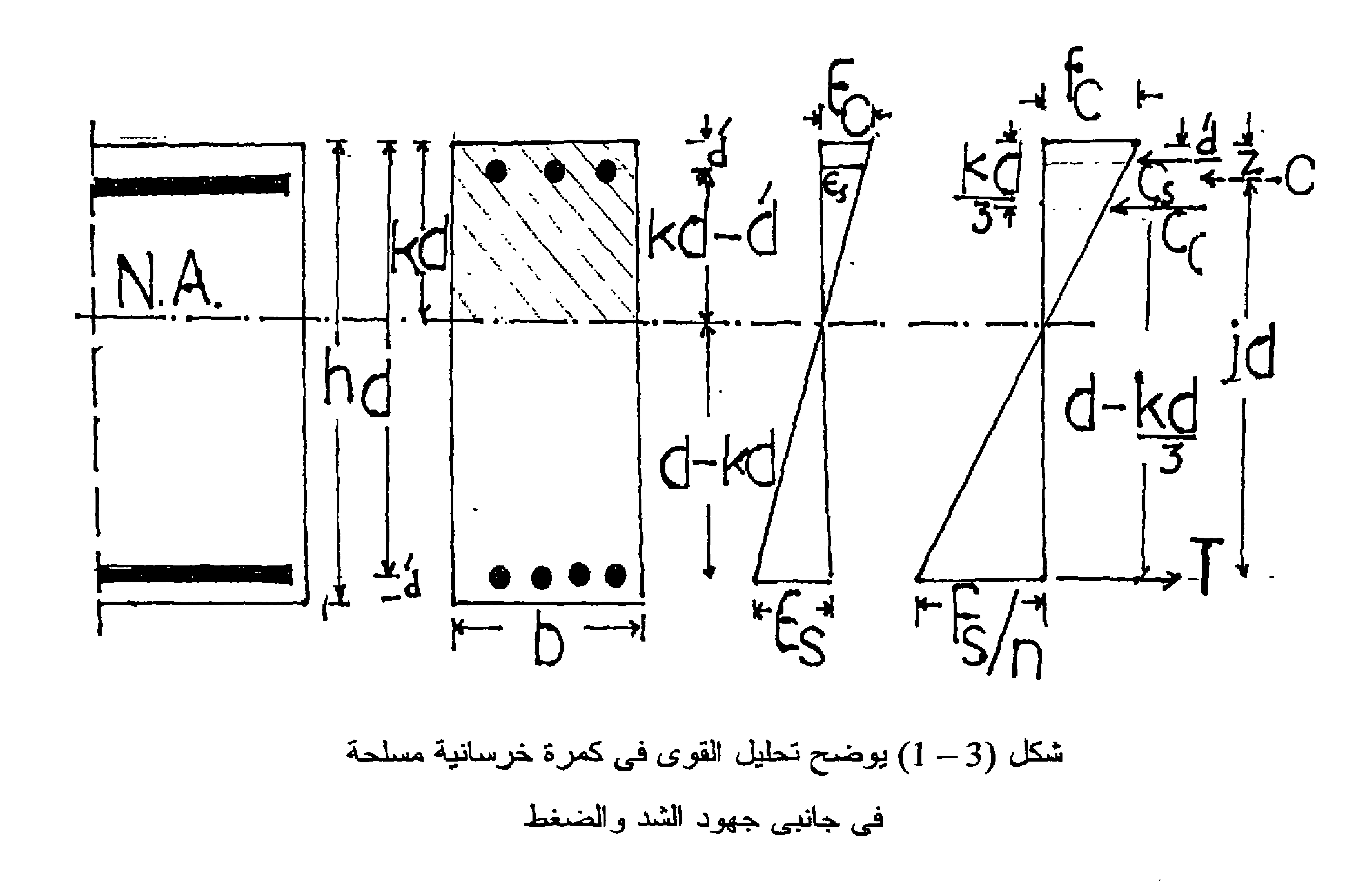
٢- أن تحدد النسبة بين حديد التسليح فى جانب قوى الضغط إلى حديد التسليح فى جانب قوى الشد ويطلب حساب عمق القطاع إذا كان العرض معلوماً.

تحليل القوى على القطاع الخرسانى المسلح وحديد ا لتسليح فى جانبى قوى الشد والضغط كما هو موضح بشكل (3 – 1):

أولا: افرض ان التسليح فى جانب الشد فقط

Assume tensile reinforcement only

ومن تشابه المثلثين فى دياجرام الاجهادات الموضح بشكل (3 – 1)



شكل (3 – 1) يوضح تحليل القوى فى كمرة خرسانية مسلحة

فى جانبى جهود الشد والضغط

$$\frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{kd}{d}$$

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}$$

$$\boxed{K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n\, f_c}}} \quad \text{...(1)}$$

ثانيا:

When compressive steel is added, the section is doubly reinforced. Assume the compressive stress in the compression steel is f'_s

ومن تشابه المثلثين فى Strain diagram:

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_s} = \frac{kd - d'}{d - kd} \quad \text{...(2)}$$

وحيث أن:

$$\epsilon'_s = f'_s / E'_s \quad \leftarrow \quad E_s = \frac{f'_s}{\epsilon'_s}$$

$$\epsilon_s = f_s / E_s \quad \leftarrow \quad E_s = \frac{f_s}{\epsilon_s}$$

Then:

$$\frac{\epsilon_s'}{\epsilon_s} = \frac{f_s' / E_s}{f_s / E_s} = \frac{kd - d'}{d - kd}$$

$$\boxed{f_s' = \frac{f_s\,(kd - d')}{d - kd}} \quad \text{...} \quad (3)$$

Also:

$$\frac{\epsilon_s'}{\epsilon_c} = \frac{kd - d'}{kd}$$

وحيث أن:

$$\epsilon_s' = f_s' / E_s$$

$$\epsilon_c = f_c / E_c$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Then:

$$\frac{f_s' / E_s}{f_c / E_c} = \frac{kd - d'}{kd} \quad \text{...} \quad (4)$$

$$\frac{f_s'}{f_c\left(\frac{E_s}{E_c}\right)} = \frac{kd - `d}{kd}$$

$$\frac{f'_s}{n f_c} = \frac{kd - d'}{kd}$$

$$\boxed{f'_s = n\ f_c \left(\frac{kd - d'}{kd}\right)} \quad \text{.......................................(5)}$$

If horizontal forces are in equilibrium

$$T = C'_s + C_c \quad \text{...(6)}$$

Where:

C'_s is the compressive force in the steel bars.

C_c is the compressive force in the concrete.

وحيث أن:

$$T = f_s\ A_s$$

$$C_c = \frac{1}{2} f_c\ (kd)\ (b)$$

$$C'_s = f'_s\ A'_s$$

وبالتعويض فى المعادلة:

$$C_c + C'_s = T$$

$$\therefore \tfrac{1}{2} f_c\ (kd)(b) + f'_s\ A'_s = f_s\ A_s \quad \text{...............................(7)}$$

وإذا اعتبرنا أن نسبة حديد التسليح فى جانب قوة الشد أو اجهـــادات الشد إلى مساحة القطاع (p) وإن نسبة حديد التسليح فى جانـــب اجهـــادات الضغط إلى مساحة القطاع (p') فإن:

$$p = \frac{A_s}{bd} \qquad , \qquad p' = \frac{A'_s}{bd}$$

$$A_s = p\,(bd) \qquad , \qquad A'_s = p'\,(bd)$$

بالتعويض فى المعادلة (7):

$$\therefore \frac{1}{2} f_c\,(kd)(b) + f'_s\,p'\,(bd) = f_s\,p(bd) \quad \text{..................(8)}$$

التعويض بالمعادلة (3) وهى على الصورة:

$$f'_s = f_s\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)$$

فى معادلة رقم (8):

$$\frac{1}{2} f_c\,(kd)(b) + p'\,(bd)\;f_s\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right) = f_s\,p(bd)$$

بالقسمة على f_s:

$$\frac{1}{2}\,\frac{f_c}{f_s}\,(kd)(b) + p'\,(bd)\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right) = p(bd)$$

$$\frac{1}{2}\,\frac{f_c}{f_s}\,k\,\cancel{db} = p\,\cancel{bd} - p'\,\cancel{bd}\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)$$

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2}{k}\left[p - p'\left(\frac{kd - d}{d - kd}\right)\right] \qquad (9)$$

وحيث أنه قد تم إثبات ذلك من قبل:

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{n\,(1-k)} \qquad (10)$$

يتساوى معادلة (9) مع معادلة (10) لإيجاد قيمة k:

$$\frac{k}{n\,(1-k)} = \frac{2}{k}\left[p - p'\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)\right]$$

$$k^2 = 2n\,(1-k)\left[p - p'\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)\right]$$

$$= 2n\,(1-k)\,p - 2n\,(1-k)p'\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)$$

$$= 2np - 2nkp - (2np' - 2nkp')\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)$$

$$= 2np - 2nkp - \left[\frac{2np'kd - 2np'd' - 2nkp'kd + 2nkp'd'}{d - kd}\right]$$

وبالتالى يمكن إيجاد المعامل k:

$$k = \sqrt{2n\,(p + p'\,d'/d) + n^2\,(p + p')^2} - n\,(p + p') \qquad (11)$$

Summing Moment:

$$M_c = c \; jd \quad \text{.........(12)}$$

وحيث أن:

$$c = c_c + c'_s \quad \text{.........(13)}$$

$$jd = d - z$$

$$\therefore M_c = (c_c + c'_s)\, jd$$

وحيث أن:

$$c_c = \frac{1}{2} f_c (kd)\, b$$

$$c'_s = f'_s \; A'_s$$

$$\therefore M_c = \left[\frac{1}{2} f_c (kd) b + f'_s \; A'_s\right] jd \quad \text{.........(14)}$$

وحيث أن:

$$f'_s = n f_c \left(\frac{kd - d'}{kd}\right) \quad , \quad A'_s = p' (bd)$$

$$\therefore M_c = \left[\frac{1}{2} f_c (kd)\, b \cdot jd + n f_c \left(\frac{kd - d'}{kd}\right) p' (bd)(jd)\right]$$

$$= \frac{1}{2} f_c (jd)\, bd \left[k + 2n\, p' \left(1 - \frac{d'}{kd}\right)\right]$$

$$= \frac{1}{2} f_c (d - z)\, bd \left[k + 2n\, p' \left(1 - \frac{d'}{kd}\right)\right] \quad \text{.....(15)}$$

$$M_T = T\,(jd) \text{ .... } (16)$$

$$= A_s\; f_s\; (jd)$$

$$= A_s\; f_s\; (d - z)$$

$$M_c = M_T \text{ .... } (17)$$

$$\tfrac{1}{2} f_c\,(d - z)\,bd\left[k + 2n\,p'\left(1 - \frac{d'}{kd}\right)\right] = A_s\,f_s\,(d - z)$$

بالقسمة على f_s للطرفين:

$$\frac{1}{2}\,\frac{f_c}{f_s}\,(d - z)bd\left[k + 2n\,p'\left(1 - \frac{d'}{kd}\right)\right] = A_s\;\;(d - z)$$

وحيث أن المعادلة (9):

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2}{k}\left[p - p'\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)\right]$$

بالتعويض فى المعادلة:

$$\tfrac{1}{2}\left(\frac{2}{k}\right)\left[p - p'\left(\frac{kd - d'}{d - kd}\right)\right](d - z)\,bd\left[k + znp'\left(1 - \frac{d'}{kd}\right)\right]$$

$$= A_s\;\;(d - z) \text{ .... } (18)$$

وبالتالى تصبح قيمة Z:

$$Z = \frac{\left(k^3 d/3\right) + znp'd'\left(k - \dfrac{d'}{d}\right)}{k^2 + znp'\left(k - \dfrac{d'}{d}\right)} \text{ .... } (19)$$

If the resisting moment of the singly reinforced section is $M_1 = \frac{1}{2} f_c kjbd^2 = Rbd^2$ and the moment resisted by the compression steel is $M_2 = A_s' f_s' (d - d')$, then the total moment is

$$M = M_1 + M_2 = R\,b\,d^2 + A_s' \; f_s' (d - d') \;\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (20)$$

$$M = M_1 + M_2 = \frac{1}{2} f_c \, k\, j\, b\, d^2 + A_s' f_s' (d - d')$$

$$= M_c + M_s' \;\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (21)$$

Summary of Equations:

1. $K = \dfrac{f_c}{f_c + \dfrac{F_s}{n}}$

2. $f_c = \dfrac{f_s \; k}{n \; (1 - k)}$

3. $f_s = n\, f_c \; (\dfrac{1 - k}{k})$

4. $f_s' = n\, f_c \left(\dfrac{k\, d - d'}{kd} \right)$

5. $f_s' = f_s \, (\dfrac{kd - d'}{d - kd})$

6. $T = C'_s + C_c$

7. $T = A_s f_s$

8. $C_c = \frac{1}{2} f_c \ (Kd)(b)$

9. $C'_s = f'_s \ A'_s$

10. $p = \frac{As}{bd}$

11. $R = \frac{1}{2} f_c \, k \, j$

12. $M = M_c + M'_s$

13. $M = M_1 + M_2$

14. $M_1 = \frac{1}{2} f_c \, k \, j \, b \, d^2 = M_c$

15. $M_2 = A'_s f'_s (d - d') = M'_s$

16. $jd = d - \frac{Kd}{3}$

17. $j = 1 - \frac{k}{3}$

18. $jd = d - z$

19. $j = 1 - \frac{z}{d}$

20. $M = M_c + M'_s$

21. $M_c = C_c\,(jd) = Rb\,d^2$

22. $M'_s = A'_s\ f'_s\ (d - d')$

23. $M'_s = M - M_c$

24. $C'_s = A'_s\ f'_s$

25. $M_T = T\,(jd)$

26. $M_c = M_T$

27. $d = \sqrt{\frac{M}{R\,b}}$

28. $A_s = \frac{M}{f_s\,(jd)}$

29. $A'_s = \frac{M - R\,b\,d^2}{f'_s\ (d - d')}$

مثال لتوضيح إيجاد كمية حديد التسليح فى جانبى قوى الشد والضغط لكمرة خرسانية إذا أعطى قيم لعمق القطاع اللازم (d) إلى جانـب عـرض القطاع (b).

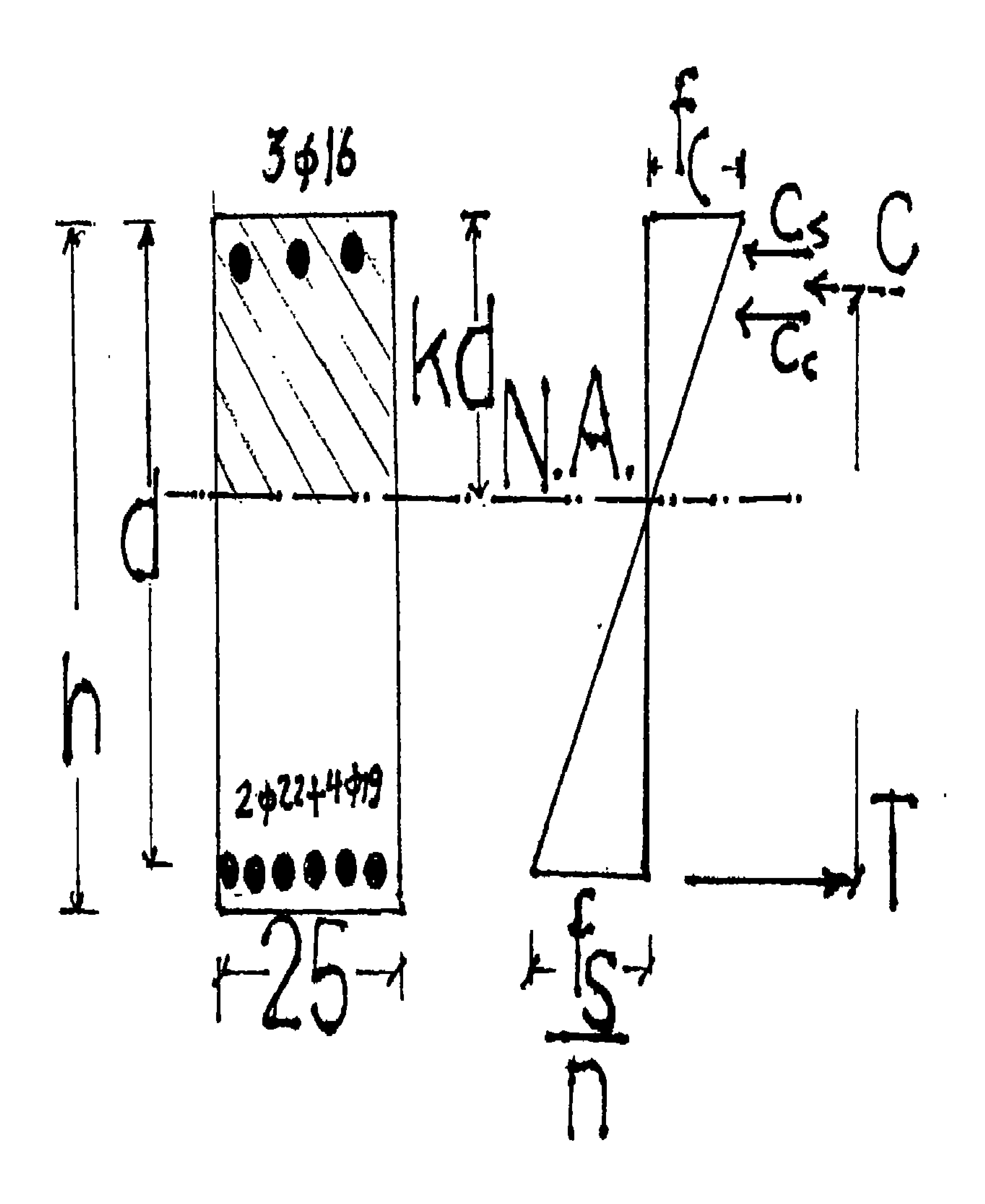
Example (1):

Design of doubly reinforced concrete rectangular beam section, compression and tension reinforcement with effective depth 54 cm and beam width 25 cm. The designed beam resists a bending moment of 12 m. t. The allowable stresses in both concrete and steel bars are $f_c = 70 \ kg/cm^2$ and $f_s = 1400 \ kg/cm^2$ respectively as shown in figure (3 – 2).

Solution:

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} . d$$

$$= \frac{70}{70 + \frac{1400}{15}} (54) = (0.4285)(54) = 23.2 \ cm$$



شكل (3 – 2) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح

فى جانبى الشد والضغط

$$C_c = \frac{1}{2} f_c (kd) b$$

$$= \frac{1}{2} (70)(23.2)(25)$$

$$= 20300 \text{ kgs}$$

$$= 20.3 \text{ Tons}$$

$$jd = \left(d - \frac{kd}{3}\right)$$

$$= 54 - \frac{23.2}{3}$$

$$= 46.3 \text{ cm}$$

$$j = \left(1 - \frac{k}{3}\right) = \left(1 - \frac{0.4285}{3}\right) = 0.8572$$

$$M_c = c_c (jd)$$

$$= 20300 (46.3)$$

$$= 939890 \text{ cm. kg}$$

$$= 9.3989 \text{ m . t}$$

$$M = M_c + M_s'$$

$$12.0 = 9.3989 + M_s'$$

$$M_s' = 12.00 - 9.3989$$

$$= 2.61011 \cong 2.61 \text{ m.t}$$

$$f_s' = n f_c \frac{kd - d'}{kd}$$

$$= (15)\,(70)\left(\frac{23.2 - 4}{23.2}\right)$$

$$= 869 \ \ kg/\ cm^2$$

$$M_s' = C_s'\,(d - d')$$

$$C_s' = \frac{M_s}{d - d'} = \frac{2.61\,(10)^5}{(54 - 4)} = \frac{2.61\,(10)^5}{50} = 5220\ kgs$$

إيجاد كمية حديد التسليح فى جانب اجهادات الضغط.

$$C_s' = A_s'\ f_s'$$

$$5220 = A_s'\ (869)$$

$$A_s' = \frac{5220}{869} = 6.01 \ \ cm^2$$

Using $3\ \phi\ 16\ \left(A_s' = 6.03\ cm^2\right)$

$$T = C_s' + C_c$$

$$= 5220 + 20300$$

$$= 25520 \ \ kgs$$

حساب مساحة حديد التسليح فى جانب قوى الشد:

$$T = A_s\ f_s$$

$$A_s = \frac{T}{f_s} = \frac{25520}{1400} = 18.23 \ \ cm^2$$

$$2\ \phi\ 22 + 4\ \phi\ 19$$

$$\left[A_s = 7.6 + 11.36 \Rightarrow 18.96\ cm^2\right]$$

يجب ملاحظة أن وضع حديد التسليح فى جانب قوى الضغط لــيس اقتصاديا وقد لا يلزم حديد تسليح فى جانب قوى الــضغط إذا زاد عــرض الكمرة الخرسانية المسلحة بمقدار 5 cm.

مثال لتوضيح حساب عمق القطاع الخرســانى (d) وكميــة حديــد التسليح فى جانبى قوى الشد (As) وقوى الضغط (A'_s) إذا أعطيــت قــيم لعرض القطاع ونسبة حديد التسليح فى جانبى قوى الشد و الضغط.

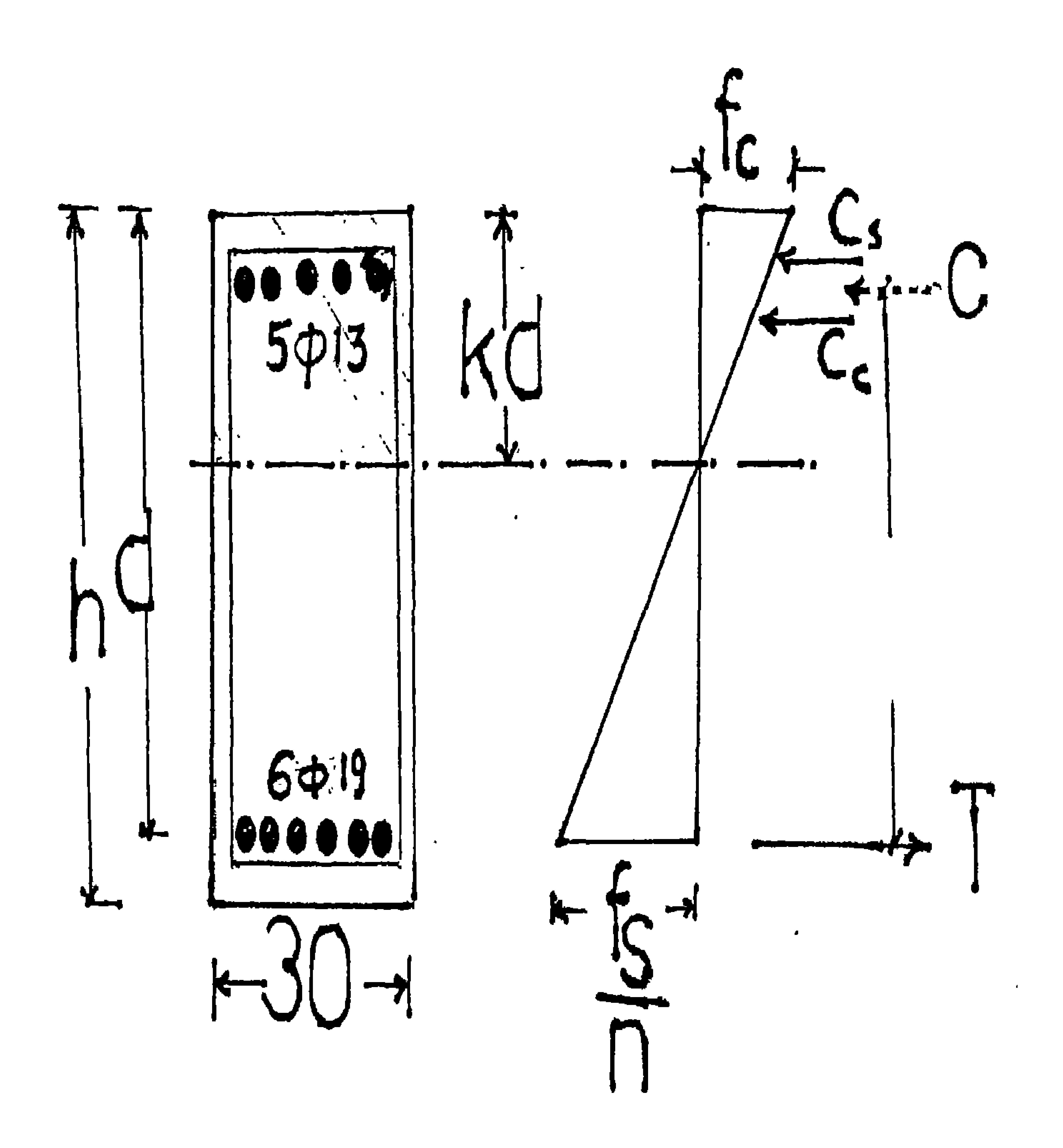
Example (2):

Design of doubly reinforced concrete rectangular beam section (beam) and effective beam depth (d) if the ratio of steel reinforcement in both tensile section A_s and compressive section (A'_s) where $\alpha = \dfrac{A'_s}{A_s} = 0.4$ The beam is subjected to a bending moment of M = 15 m.t. The allowable stresses in both concrete and steel bars are $f_c = 70\ kg/cm^2$ and $f_s = 1800\ kg/cm^2$ respectively. Consider the beam width is 30 cm. as shown in figure (3–3).

Solution:

المثال يوضح أن المعلومات المعطاة:

$$M\ ,\ b\ ,\ f_s\ ,\ f_c\ ,\ \alpha = \frac{A'_s}{A_s}$$



شكل (3 – 3) يوضح عمق الكمرة الخرسانية وكمية حديد التسليح
في جانبي الشد والضغط

والمطلوب حساب:

$$A_s \ , \ A_s' \ , \ d$$

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} d$$

$$= \frac{70}{70 + \frac{1800}{15}} d = 0.369 \ d$$

$$C_c = \frac{1}{2} f_c (kd) \cdot b$$

$$= \tfrac{1}{2}(70)(0.369 \ d)(30) = 388 \ d$$

$$jd = \left(d - \frac{kd}{3}\right) = \left(1 - \frac{k}{3}\right) d$$

$$= d \left(1 - \frac{0.369}{3}\right)$$

$$= 0.\ 877 \ (d)$$

$$M_c = (C_c)(jd)$$

$$= (388 \, d)(0.877 \ d)$$

$$= 341 \ (d^2)$$

من المواصفات القياسية المصرية:

Assume $d' = 0.1\ d$

$$f'_s = n\ f_c \frac{kd - d'}{kd} = nf_c \frac{kd - 0.1\ d}{kd}$$

$$= 15\ (70)\left(\frac{0.369 - 0.1}{0.369}\right)$$

$$= 765\ kg / cm^2$$

$$C'_s = A'_s\ f'_s$$

$$\frac{A'_s}{A_s} = 0.4 \quad , \qquad A'_s = 0.4\ A_s$$

$$C_s = 0.4\ A_s\ (765)$$

$$= 306\ A_s$$

$$T = C_c + C'_s$$

$$A_s\ f_s = 338\ d + 306\ A_s$$

$$A_s\ (1800) = 338\ d + 306\ A_s$$

$$1800\ A_s - 306\ A_s = 388\ d$$

$$A_s\ (1800 - 306) = 388\ d$$

$$A_s = \frac{388\ d}{1800 - 306} = 0.26\ d$$

Take moment at tension zone T

$$M = M_c + M'_s$$

$$= C_c\,(jd) + C_s\,(d - d')$$

$$= 341\ d^2 + 306\ A_s\ (d - 0.1\ d)$$

$$= 341\ d^2 + 306\ (0.26\ d)\ (0.9\ d)$$

$$= 341\ d^2 + 71\ d^2$$

$$15 \times 10^5 = 412\ d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{15 \times 10^5}{412}}$$

$$= 60.5\ \text{cm}$$

وبالتالى:

$$A_s = 0.26\ (d)$$

$$= 0.26\ (60.5) = 15.73\ \text{cm}^2$$

using $6\,\phi\,19\ \left[A_s = 17.01\ \text{cm}^2\right]$

$$\alpha = \frac{A'_s}{A_s}$$

$$0.4 = \frac{A'_s}{15.73}$$

$$A'_s = 0.4\ (15.73) = 6.3\ \text{cm}^2$$

using $5\,\phi\,13\left[A'_s = 6.64\ \text{cm}^2\right]$

$kd = 0.369 \ d = 0.369 \ (60.5) = 22.3 \text{ cm}$

$C_c = 388 \ (d)$

$C_c = 388 \ (60.5) = 23474 \text{ kgs}$

$= 23.474 \text{ tons}$

$jd = 0.877 \ d$

$= 0.877 \ (60.5) = 53 \text{ cm}$

$C'_s = A'_s \ f'_s$

$= 306 \ A_s$

$= 306 \ (15.73) = 48042 \text{ kgs}$

$= 48.042 \text{ Tons}$

$T = C_c + C'_s$

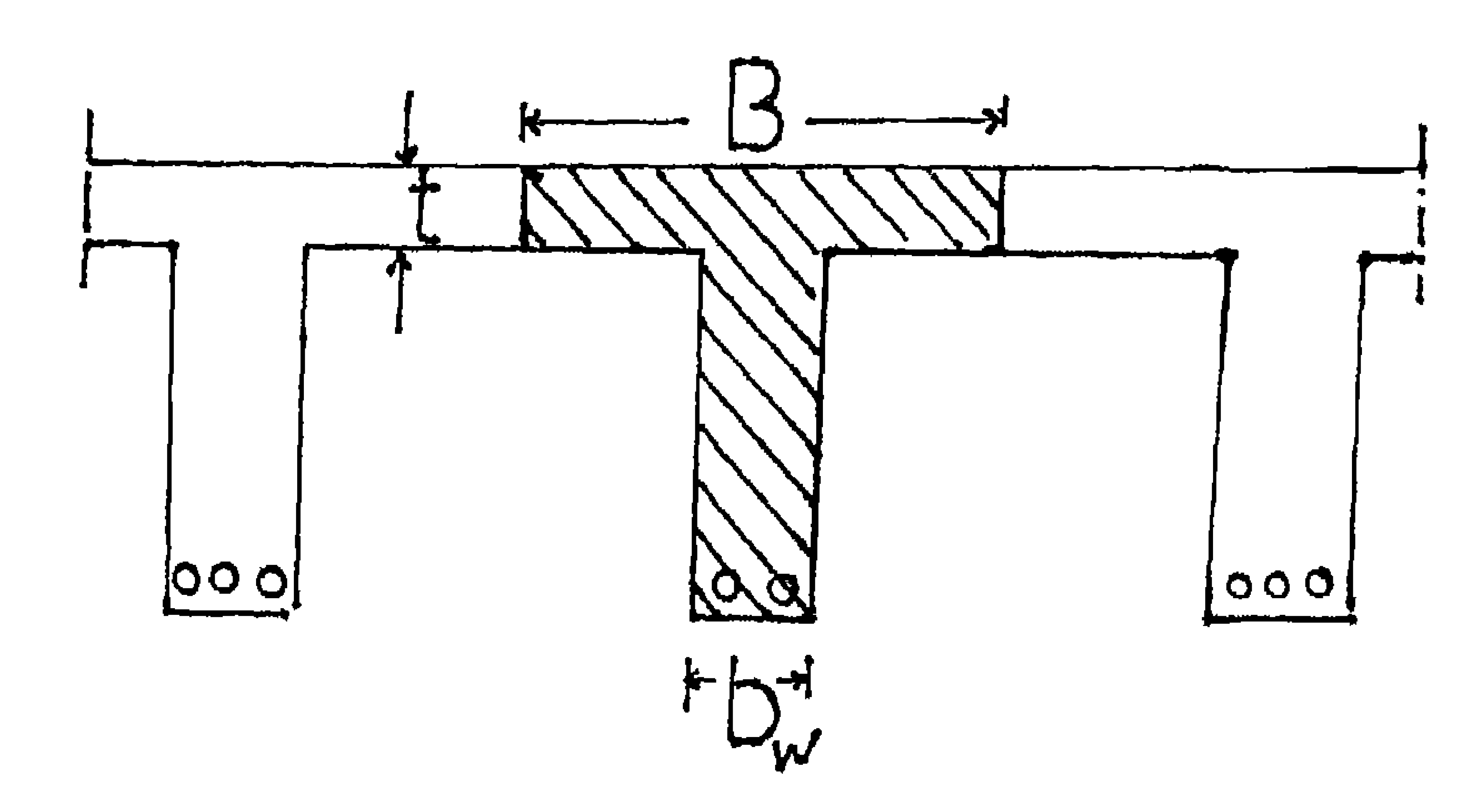
$= 23474 + 48042 = 71516 \text{ kgs} = 71.516 \text{ tons}$

الباب الرابع

Design of Reinforced Concrete T-Section

تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة (الكمرات) على شكل T-Section

فى كثير من الأبنية الخرسانية المسلحة والتى تحتوى على العديد من الكمرات نجد أن السقف الخرسانى (البلاطـــات) والكمـــرات الخرســـانية ذو المقطع المستطيل يتم معاملتها كوحدة واحدة وتصبح الكمره جزء من السقف أى جزء من البلاطه الخرسانية المسلحة وهـــذا التـــصميم يـــسمى هندســـيا T-beam أو T-section كما هو واضح فى الشكل (4 – 1) حيث أن جزء من السقف الخرسانى والجزء العلوى من الكمره ذو المقطع المستطيل يتحمل مقاومة الضغط الطولى للإنـــشاء Longitudinal compressions كمـــا يجب ملاحظة أن الجزء العلوى من الكمره سيتعرض إلى جهود جانبية ناتجة من قوى الشد أو الضغط للسقف الخرسانى، ومن الممكن حساب العـــرض الفعلى للفلانجة Effective width of Flange فإذا كان عرض الفلانجة (الذراع) أكبر بقليل من عرض الكمره الخرســـانية stem or web يمكـــن اعتبار أن الجزء العلوى من الكمره يقاوم جهود الضغط المتولـــدة وتـــسمى Isolated beam أما إذا امتدت الفلانجة إلى منتـــصف الـــسقف نجـــد أن الفلانجة فى المنتصف تتحمل جهود أقل من الضغط عن نظيره فى المنطقـــة فوق web وذلك بسبب تـــأثير shearing deformation of the flange وخواص القطاعات الخرسانية المسلحة على شكل T-section تعتمـــد عـــل خط محور التعادل Neutral Axis والذى يمر إما بالفلانجة أو يمر بالويب



شكل (4 – 1) يوضح T – section فى قطاع يحتوى على
عديد من الكمرات الخرسانية المسلحة

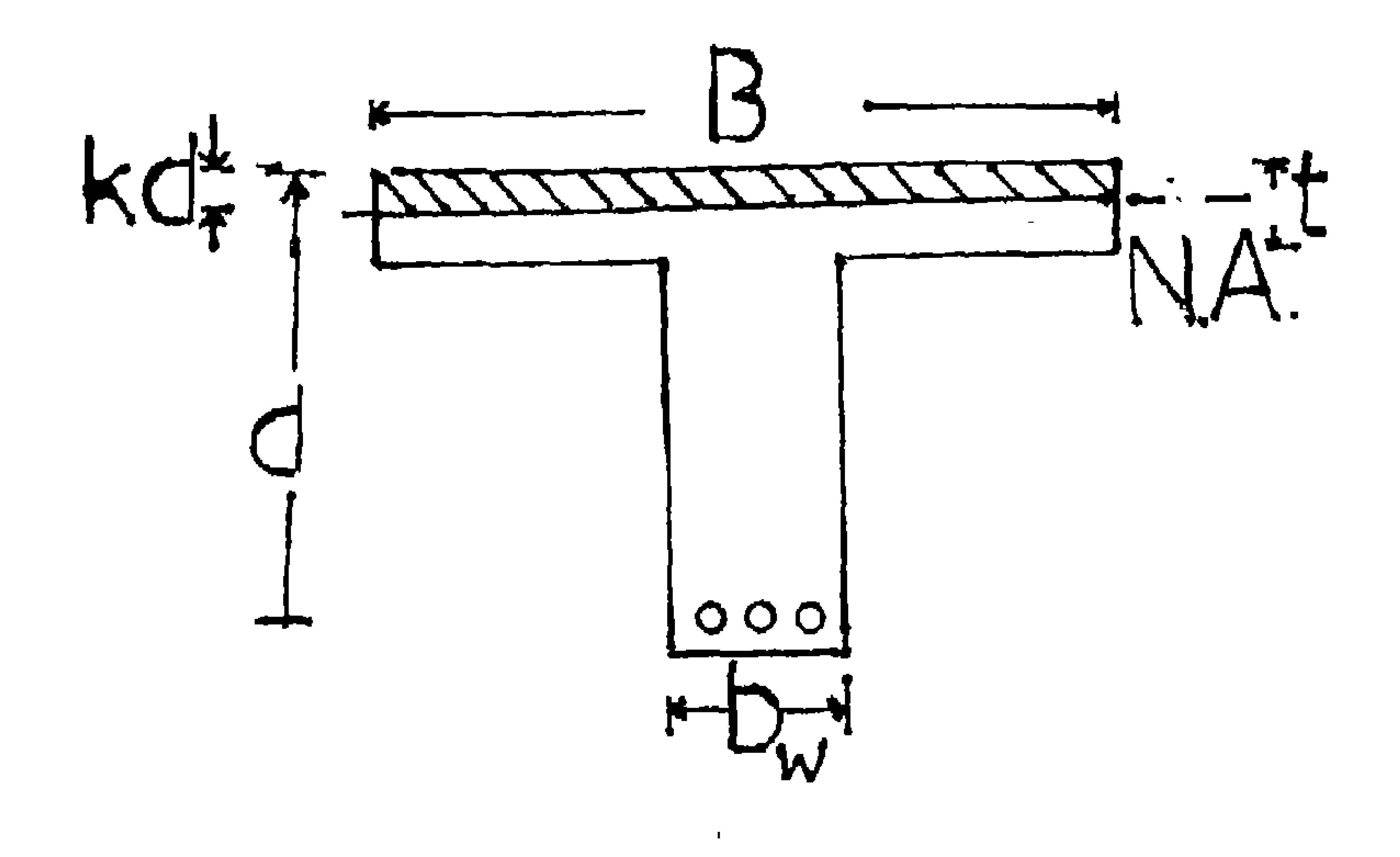
وبالتالى يمكن تحديد طريقة تصميم القطاع وكمية حديد التسليح وأيضا حساب الجهود المؤثره على القطاع ويوجد نظامين لمرور خط محور التعادل فـــى القطاع

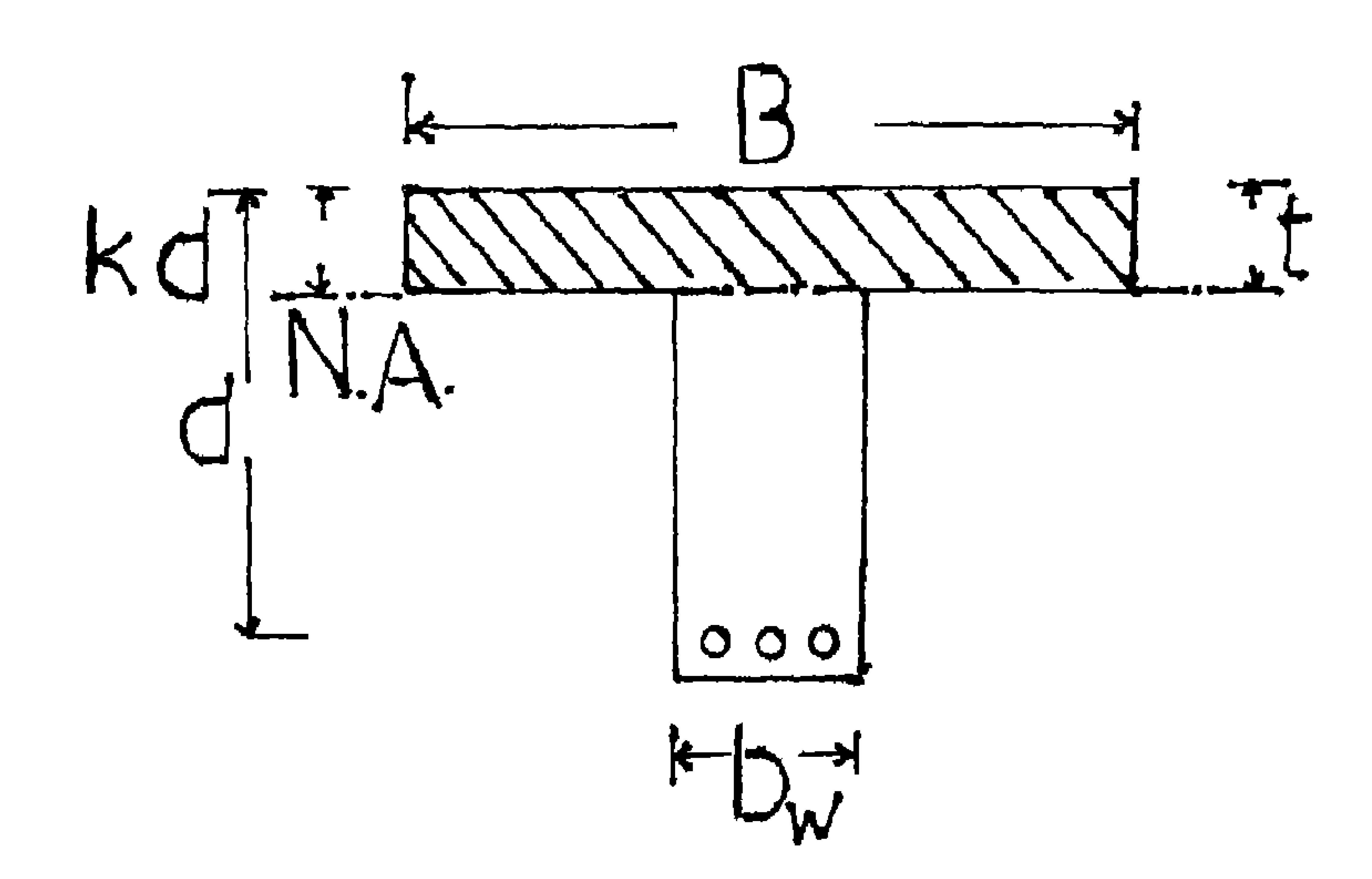
A- the neutral axis of the section falls within the slab or flange of the T-Beam as shown in figure (4 – 2).

1- Neutral Axis of the section falls within the slab or flange of the T-beam.
2- The analysis for the section is the same as for rectangular beam.
3- The effect of the concrete below the neutral axis has been neglected.
4- The beam would be analyzed as a simple rectangular one with width b.
5- The area of the flange is capable of resisting the compressive force.

B- The neutral axis of the section falls below the slab or flange as shown in figure, figure (4 – 3).

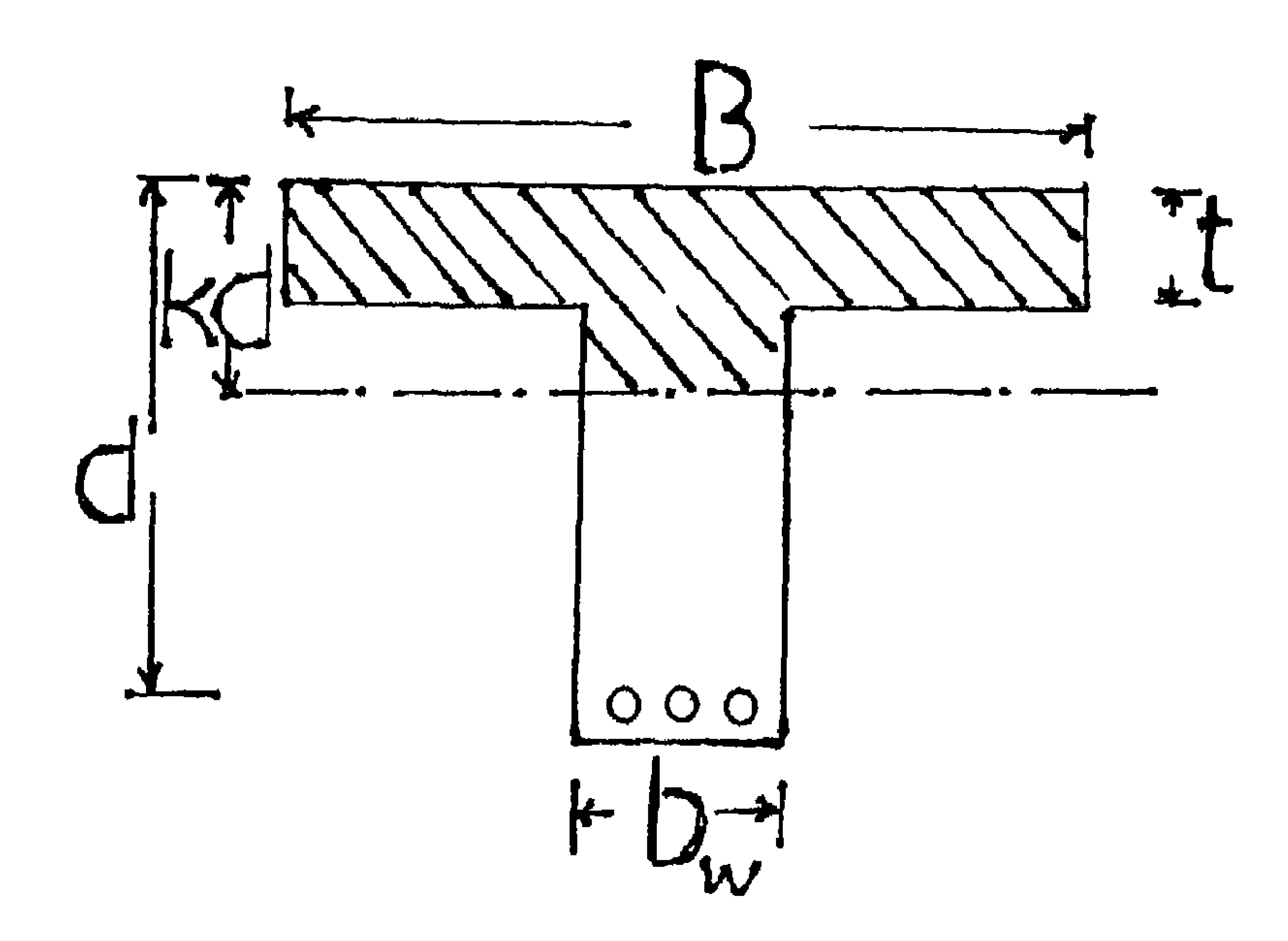
1- The neutral axis falls below the slab.
2- The area of the flange is not capable of resisting the compressive force.
3- The effect of the flange only is considered then added to the rectangular portion or stem.
4- The previous expressions area not applicable.





شكل (4 – 2) قطاع من الخرسانة المسلحة على شكل (T)

ومحور التعادل يمر خلال الفلانجة (الذراع)



شكل (4 – 3) قطاع من الخرسانة المسلحة على شكل (T)

ومحور التعادل يمر خلال الويب

أولا: تصميم عمق القطاع الخرسانى المسلح (d) وكمية حديد التسليح فى جانب قوى الشد (As) عند مرور خط محور التعادل فى الذراع (flange):

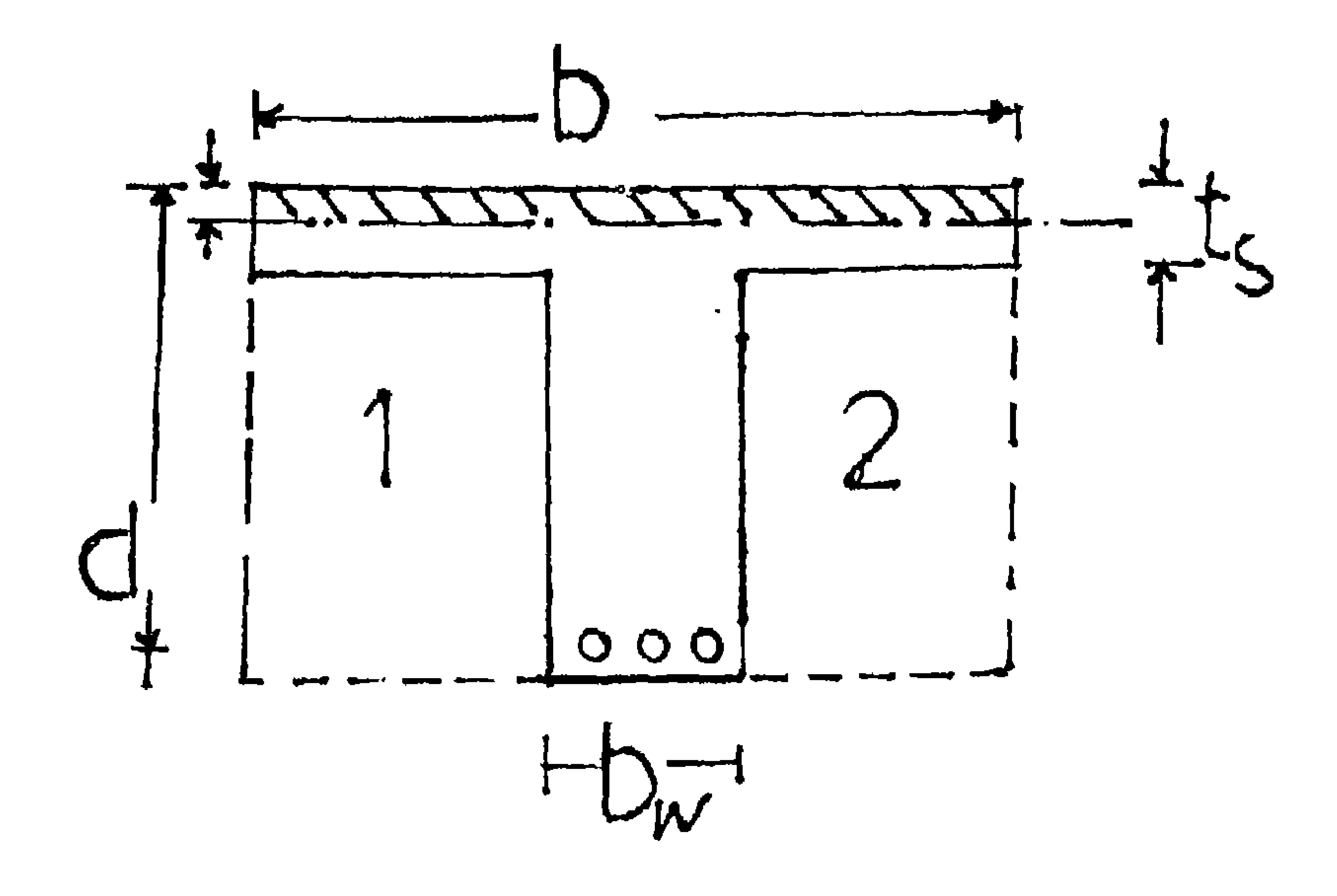
إذا حسب المسافة بين الحافة العلوية للقطاع ومحور التعادل أى (kd) ووجد أن انه اقل من او يساوى سمك السقف t أى أن:

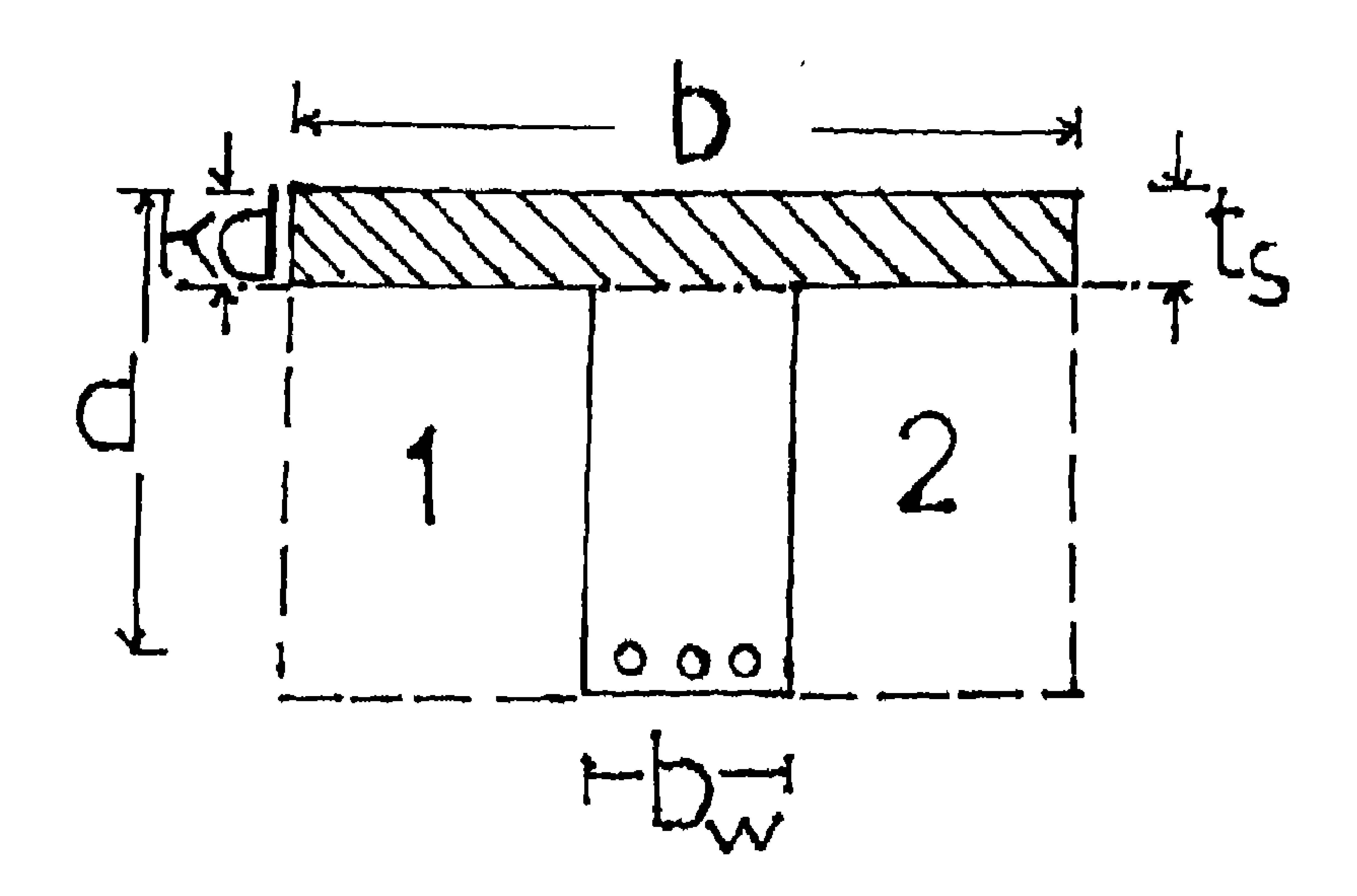
$$kd \leq t$$

يمكن اعتبار القطاع من حيث التصميم أنه كمره مستطيله ذات عرض The effective flange width (b) كما فى الشكل (4 – 4) اعتبار أن القطاع لا يتحمل اجهادات عزوم تضاف اليه حيث أن المساحتين 2 , 1 تقع فى منطقة الشد حيث تهمل اجهادات العزم للخرسانة فى منطقة الشد وتطبق جميع القوانين والجداول الخاصة بتصميم الكمرات وحديد التسليح فى جانب قوى الشد فقط.

ثانيا: تصميم عمق القطاع الخرسانى المسلح (d) وكمية حديد التسليح فى جانب جهود الشد (As) عند مرور خط محور التعادل فى الويب web بطريقة ايجاد العمق المكافئ كما هو واضح من تحليل القوى فى شكل (4 – 5).

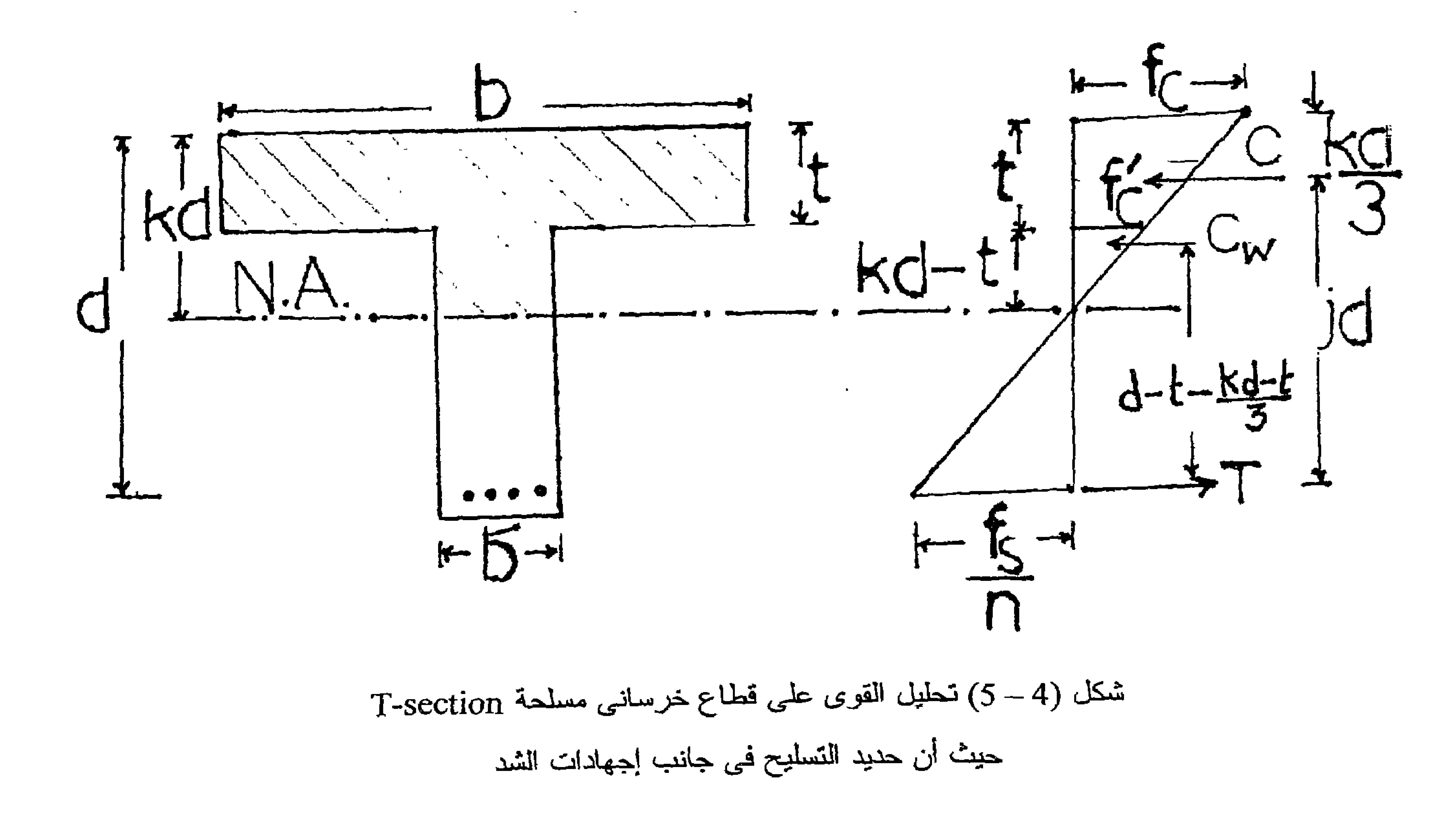
المطلوب إيجاد عمق القطاع (d) على شكل T- section وكذلك كمية حديد التسليح فى جانب قوى الشد (A_s).





شكل (4 – 4) تصميم قطاع (T) على أنه كمرة مستطيلة

Effective Flange Width



شكل (4 – 5) تحليل القوى على قطاع خرسانى مسلحة T-section

حيث أن حديد التسليح فى جانب إجهادات الشد

1- Assuming Rectangular section

Compressive total force

$C = \frac{1}{2} f_c (kd_o) b$,

$$jd_o = \left(d_o - \frac{kd_o}{3} \right) \qquad (1)$$

Carrying total moment

$$M = C\,(jd_o) = \frac{1}{2} f_c\,(kd_o)\, b \left(d_o - \frac{kd_o}{3} \right) \qquad (2)$$

2- Assuming T-section

$$C_w = \frac{1}{2}\, f'_c\,(kd_o - t)\, b \qquad (3)$$

ومن تشابه المثلثين:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{kd_o}{kd_o - t}$$

$$f'_c = f_c\,\frac{kd_o - t}{kd_o} \qquad (4)$$

بالتعويض فى المعادلة (3) بالمعادلة (4)

$$C_w = \frac{1}{2}\, f_c \left(\frac{kd_o - t}{kd_o} \right) (kd_o - t)\, b$$

$$M_w = C_1 \left(d_o - t - \frac{kd_o - t}{3} \right)$$

$$= \frac{1}{2}\, f_c\, b \left(\frac{kd_o - t}{kd_o} \right) (kd_o - t) \left(\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3} \right)$$

$$M_w = b\, f_c \, \frac{(kd_o - t)^2}{2(kd_o)} \left[\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3} \right] \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

إيجاد النسبة بين العزم الذى يتحمله الجذع (web) فوق خط التعـــادل (N.A.) إلى العزم الذى يتحمله الذراع (flange) + الجذع (web)

$$\frac{M_w}{M} = \frac{b\, f_c \, \frac{(kd_o - t)^2}{2(kd_o)} \left[\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3} \right]}{\frac{1}{2} f_c \,(kd_o)\, b \left(d - \frac{kd_o}{3} \right)}$$

$$= \frac{(kd_o - t)^2}{2(kd)^2} \cdot \left(\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3\left(d - \frac{kd_o}{3} \right)} \right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (6)$$

$$\frac{M_w}{M} = \left(\frac{kd_o - t}{kd_o} \right)^2 \cdot \left(\frac{3d_o - 2t - kd_o}{3\,d - kd_o} \right) = \alpha < 1 \quad \ldots\ldots (7)$$

α : نسبة العزوم على الجذع web إلى العزوم على الذراع flange والجذع web.

$$\frac{M_w}{M} = \alpha \;\; < 1 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (8)$$

$$M_w = \alpha\, M$$

Actually:

$$M = M_f + M_w \text{ ....(9)}$$

$$M_f = M - M_w$$

$$= M - \alpha M$$

$$M_f = M(1 - \alpha)$$

$$M_f / M = (1 - \alpha) < 1 \text{ ....(10)}$$

ومن الملاحظ أن زيادة عمق القطاع وأيضا زيادة فى طول الفلانجة (الذراع) فهى أيضا تسبب فى زيادة متوسط جهد تحمل الخرسانة f_c بنسبة β حيث انها تتبع العلاقة الرياضية الآتية: يمكن إثباتها انها

$$\beta = \alpha \left(\frac{t/2 \cdot}{kd_o - \frac{t}{2}} \right) \text{ ....(11)}$$

وبالتالى يمكن ايجاد عمق القطاع الخرسانى علـــى شـــكل T-section الحقيقى (d) بتطبيق العلاقة الآتيه وحيث أن العمق القطاع المكافئ (d_o) فى حالة اعتبار القطاع على شكل مستطيل

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha)(1 + \beta)} \text{ ....(12)}$$

ويمكن حساب خط التعادل (N.A) من العلاقة الآتية:

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d \text{ ....(13)}$$

ويمكن تلخيص تصميم قطاع خرسانى مسلح على شكل T-section فى الخطوات الآتية:

١- يعامل القطاع الخرسانى المسلح T-Section على أنه قطـــاع ذو مقطع مستطيل بالعرض (b) وبالتالى يمكن ايجاد العمق المكافئ d_o من الجداول أو قوانين تحليل القوى على كمره خرســانية وحديــد التسليح فى جانب قوى الشد وبالتالى يمكن حساب.

$$k \ , \ j \ , \ k_1 \ , \ k_2 \ , \ d_o$$

٢- تحديد خط محور التعادل Neutral Axis وأيضا ايجاد قيم α , β مستخدما عمق القطاع المكافئ d_o حيث:

$$\alpha = \frac{M_w}{M} \qquad , \qquad \beta = \alpha \left(\frac{t/2}{kd_o - t/2} \right)$$

٣- إيجاد قيم لعمق القطاع الحقيقى على أساس ان القطــاع الخرســانى المسلح على شكل T-section من العلاقة الآتية

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha)\,(1 + \beta)}$$

٤- يتم حساب خط محور التعادل الجديد على اساس ان القطاع على شكل T-section

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{fs}{n}} \ . \ d$$

إيجاد كمية حديد التسليح A_s من العلاقات الرياضــية الآتيــة علــى اساس تحليل القوى والاجهادات فى القطاع.

١- إجهادات الضغط فى منتصف الفلانجه

$$f_{co} = f_c \frac{kd - t/2}{kd}$$

$$= \frac{1}{2}(fc + f'c)$$

٢- إيجاد قوى الضغط.

$$C = f_{co}\,(t)\,(b)$$

٣- إيجاد المسافة بين القوتين T and C

$$jd = d - z$$

$$Z = \frac{t}{3}\left(\frac{3\,(kd) - 2\,t}{2\,(kd) - t}\right)$$

٤- التحقيق من ان عزوم الانحناء المحسوبة تتساوى مع عزوم الانحناء المعرض لها القطاع T-section.

$$M = C\,(j\,d)$$

٥- إيجاد كمية حديد التسليح (A_s).

$$C = T = A_s\, f_s$$

$$A_s = \frac{C}{f_c}$$

٦- اختيار قطر وعدد أسياخ حديد التسليح من الجدول والتى تقاوم إجهادات الشد.

Example (1):

Design a T-section shown to resist bending moment of 4 t.m if a flange width is 160 cm a web width is 30 cm and flange thickness is 10 cm. The allowable stresses are $f_c \leq 40\ kg/cm^2$ and $f_s = 1200\ kg/cm^2$ as shown in the following figure (4 – 6).

أولا: يعامل القطاع على انه قطاع مستطيل لإيجاد عمق القطاع المكافئ d_o بطريقة المعاملات من الجدول.

أولا: بطريقة الثوابت

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \quad , \quad k_2 = j f_s$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2}{kj\ f_c}} \quad , \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

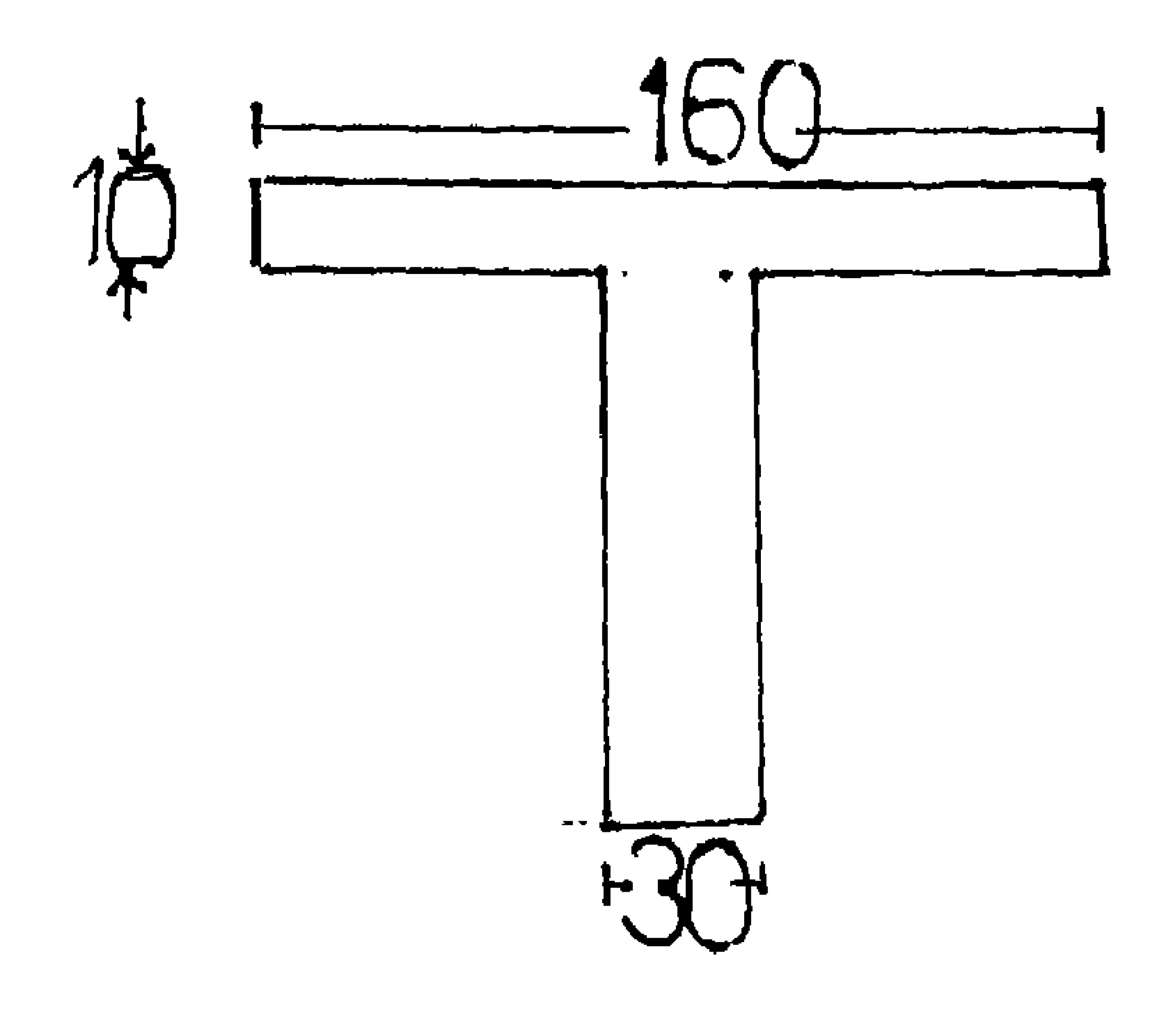
$$d_o = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{..(1)}$$

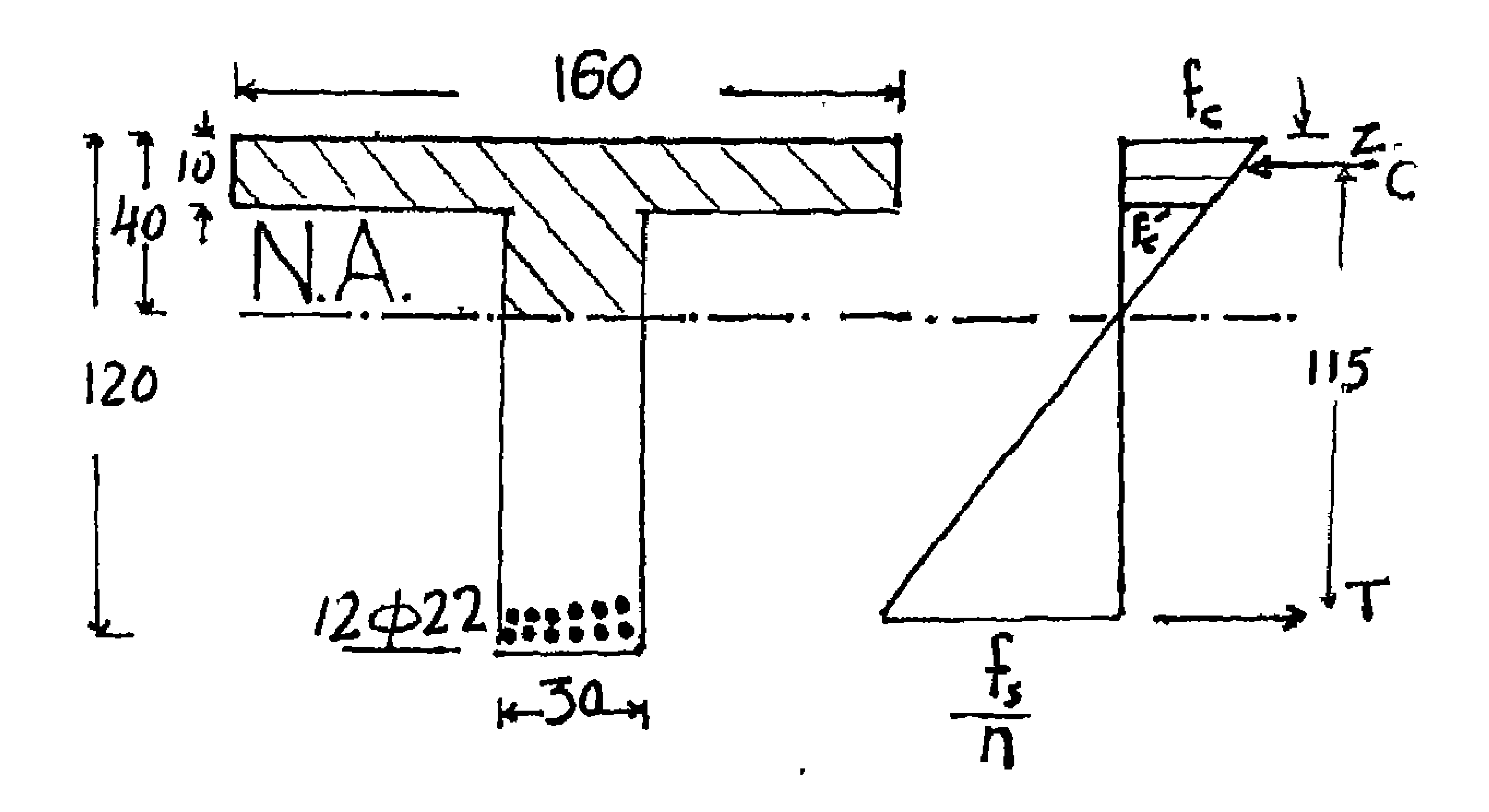
For

$f_c = 40 \quad kg/cm^2$

$f_s = 1200\ kg/cm^2$

$$d_o = 0.41\sqrt{\frac{64(10)^5}{160}} = 82\ cm$$





شكل (4 – 6) تصميم قطاع خرسانى مسلح على شكل T-section
ومعرض لعزوم انحناء

ثانيا: بطريقة اتزان القوى على القطاع $(kd_o) = \dfrac{f_c}{f_c + \dfrac{f_s}{n}} d_o$

$$kd_o = \frac{40}{40 + \dfrac{1200}{15}} (d_o) = 0.333\, d_o$$

$$jd_o = d_o - \frac{kd_o}{3} = d_o - \frac{0.333\, d_o}{3}$$
$$= d_o \ (1 - 0.111) = 0.889\, d_o$$

$$C = \frac{1}{2} f_c\, (kd_o)\, b$$
$$= \frac{1}{2} (40)\, (0.333\, d_o)\, (160) = 1065.6\, (d_o)\ \text{kg}$$

$$M = C\, (jd_o)$$
$$= (1065.6\ d_o)(0.889\, d_o)$$

$$64\, (10)^5 = 947.32\, d_o^2$$

$$d_o = \sqrt{\frac{64\, (10)^5}{947.32}} = 82.19 \ \text{cm}$$

ملحوظة

لا يوجد فرق بين طريقة الثوابت أو اتزان القوى فى القطاع

ثالثا: إيجاد الثوابت β , α

$$kd_o = 0.333\, d_o$$
$$= 0.333\ (82.19) = 27.37\ \text{cm}$$

$$\alpha = \left(\frac{(kd_o) - t}{(kd_o)}\right)^2 \left(\frac{(3d_o) - 2t - (kd_o)}{3d_o\,(kd_o)}\right) = \frac{M_w}{M}$$

$$= \left(\frac{27.37 - 10}{27.37}\right)^2 \left(\frac{3(82.19) - 2(10) - 27.37}{3(82.19) - 27.37}\right)$$

$$= 0.366 \quad < 1$$

$$M_w = 0.366\ M$$

$$\beta = \alpha\left(\frac{t/2}{kd_o - t/2}\right) = 0.366\left(\frac{10/2}{27.37 - \frac{10}{2}}\right) = 0.082$$

رابعاً: إيجاد عمق القطاع الحقيقي (d) على أساس T- section

$$d = \frac{do}{(1-\alpha)(1+\beta)}$$

$$= \frac{82.19}{(1-0.366)(1+0.082)} = 119.8 \cong 120\,\text{cm}$$

خامساً: حساب .N.A الحقيقي

$$kd = 0.333\ d$$

$$= 0.333(120) = 39.96\ \text{cm}$$

$$\cong 40\ \text{cm}$$

سادساً: إيجاد كمية حديد التسليح المطلوبة (A_s)

$$f_{co} = f_c\left(\frac{kd - t/2}{kd}\right)$$

$$f_{co} = 40\left(\frac{39.96 - \frac{10}{2}}{39.96}\right) = 35\ kg/cm^2$$

$$f_{co} = (f_c + f_c')/2$$

$$C = (f_{co})\ (t)\ (b_f) = \frac{1}{2}(f_c + f_c')\ t \cdot b_f$$

$$= (35)\ (10)\ (160) = 56000\ kg = 56\ Tons$$

وحيث ان z

$$z = \frac{t}{3}\left(\frac{3(kd) - 2t}{2(kd) - t}\right)$$

$$z = \frac{10}{3}\left(\frac{3(39.96) - 2(10)}{2(39.96) - 10}\right)$$

$$= 4.8\ cm \cong \frac{t}{2} = \frac{10}{2} = 5\ cm$$

$$jd = d - z$$

$$jd = 120 - 4.8 = 115.2\ cm$$

$$M = C\ (jd)$$

$$= \frac{56000\ (115.2)}{(10)^5} = 64.5\ M.t$$

$$C = T = A_s \cdot f_s$$

$$A_s = \frac{C}{f_c} = \frac{56000}{1200} = 46.6\ cm^2$$

$$Using\ 12\ \phi\ 22\ \left[A_s = 45.62\ cm^2\right]$$

تصميم قطاع خرسانى مسلح على شكل T- section بطريقة العرض المكافئ (b_e) Equivalent width.

إذا اعتبر أن الكمرة المستطيلة تعادل القطاع الخرسانى على شكل T-section وذلك إذا اعتبرنا أن عزوم الانحناء فى الكمرة والقطاع الخرسانى على شكل T-section متساويين وبالتالى يمكن حساب العرض المكافئ equivalent width على اعتبار أن قوى الضغط (c) تعادل القوتين على الفلانجة C_f والويب C_W أى أن (for T- section):

$$C = C_f + C_w$$

$$= \frac{1}{2} f_c\, b_w\, .kd \;+\; \tfrac{1}{2} f_c\, (b - b_w)\,.(t).\left(2 - \frac{t}{kd}\right) \text{ ...... (2)}$$

$$= \frac{1}{2} f_c \left[b_w\, .kd \;+\; (b - b_w)\,.(t).\left(2 - \frac{t}{kd}\right)\right] \text{..........(3)}$$

For rectangular section

$$C = \frac{1}{2} f_c\, b_e\, (kd) \text{ ....(4)}$$

$$b_e = b_w + (b - b_w)\left(\frac{t}{kd}\right).\left(2 - \frac{t}{kd}\right) \text{ ....(5)}$$

The lever arm may approximately be taken as:

$$jd = d - \frac{t}{2} \text{ ....(6)}$$

بقسمة معادلة رقم (5) على عرض القطاع الفعلى (الفلانجة) (b).

$$\frac{b_e}{b} = \frac{b_w}{b} + \frac{1}{b}\;(b - b_w)\left(\frac{t}{kd}\right)\left(2 - \frac{t}{kd}\right) \text{ ....(7)}$$

$$\frac{b_e}{b} = \frac{b_w}{b} + \left(1 - \frac{b_w}{b}\right)\left(\frac{t}{kd}\right)\left(2 - \frac{t}{kd}\right) \quad \text{.................(8)}$$

ومن الجدول (1 - 4) يمكن إيجاد النسبة بين العرض المكـــافئ (b_e) إلـــى عرض الفلانجة (b) الفعلى

Table (4 – 1): The values of $\left(\frac{b_e}{b}\right)$ in T-section design

t/kd \ b_e/b	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	5.0
1	1	1	1	1	1	1	1
0.9	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.8	0.99	0.98	0.98	0.97	0.97	0.97	0.97
0.7	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.93
0.6	0.95	0.92	0.90	0.89	0.89	0.88	0.87
0.5	0.92	0.88	0.85	0.83	0.82	0.81	0.80
0.4	0.88	0.82	0.78	0.76	0.74	0.73	0.71
0.3	0.84	0.76	0.71	0.67	0.65	0.63	0.61
0.2	0.79	0.68	0.62	0.57	0.52	0.52	0.48

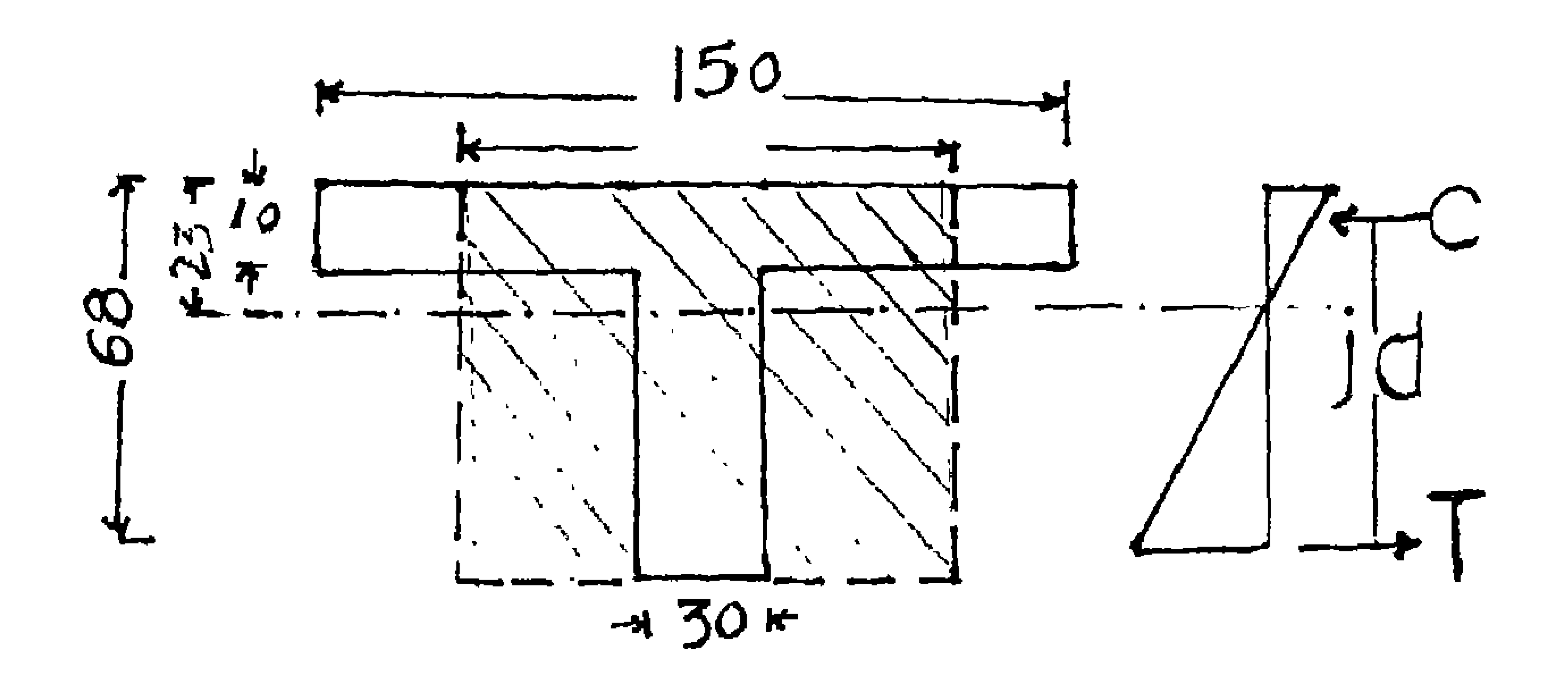
Example (2):

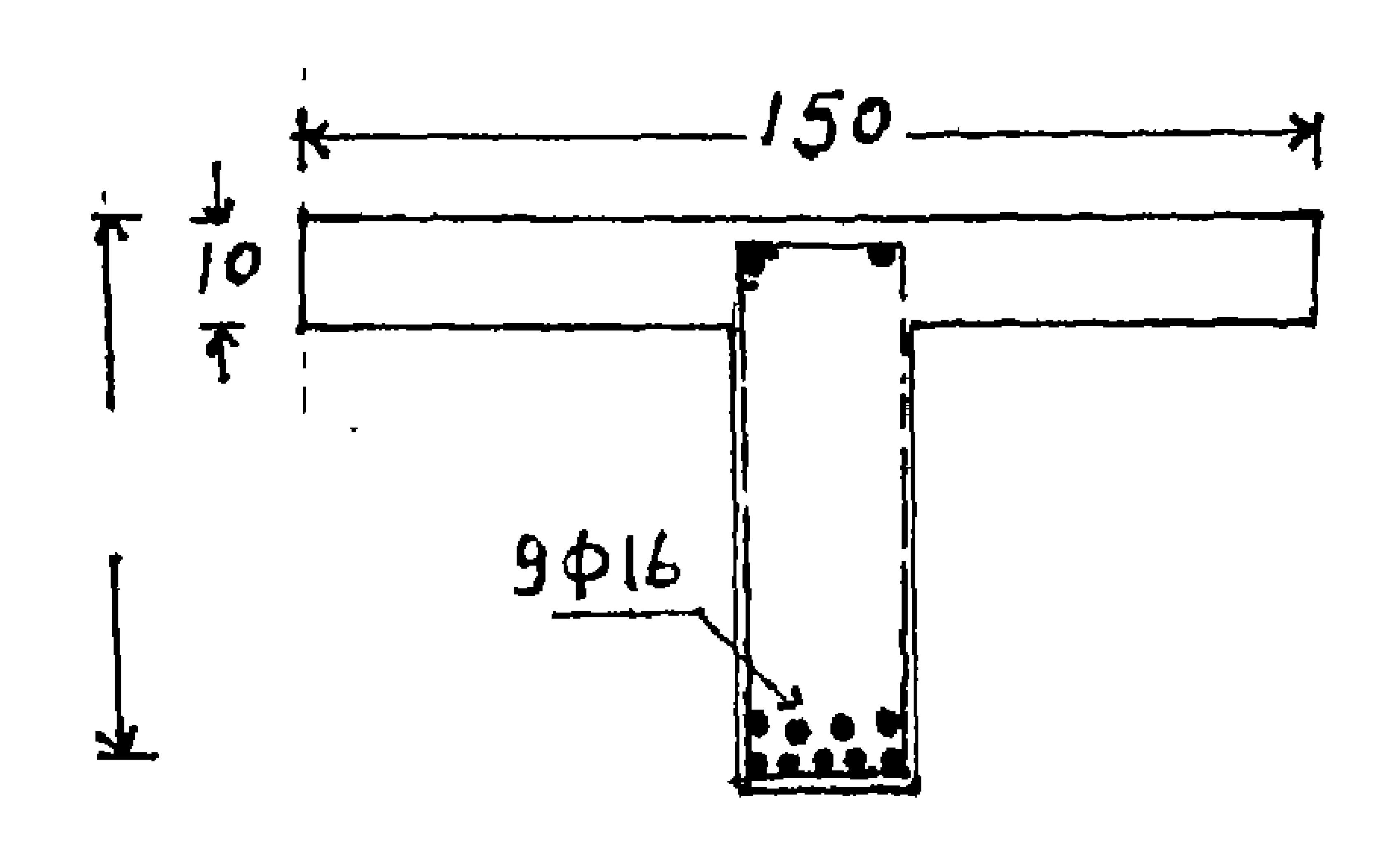
Design a T-section to resist a bending moment of 40 t. m

if $b = 150$ cm , $b_w = 30$ cm , $t = 10$ cm

f_c 50 kg/cm^2 , f_s 1400 kg/cm^2

as show in figure (4 – 7).





شكل (4 – 7) تصميم قطاع خرسانى مسلح على شكل T-section

بطريقة العرض المكافئ Effective flange width method

Solution:

$$kd = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} \cdot d$$

$$k = \frac{50}{50 + \frac{1400w}{15}} = 0.349$$

assamed $kd = 0.14\sqrt{\frac{M}{b}}$

and then check later with the breadth of rectangnal section

$$kd = 0.14\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.14 \quad \sqrt{\frac{40\times10^5}{150}} \cong 23 \text{ cm}$$

$$\frac{t}{kd} = \frac{10}{23} = 0.435$$

$$\frac{b}{b_w} = \frac{150}{30} = 5$$

$$b_e = b_w + (b - b_w)\frac{t}{kd}\left(2 - \frac{t}{kd}\right)$$

$$= 30 + (150 - 30)\left(\frac{10}{23}\right)\left(2 - \frac{10}{23}\right)$$

$$= 111.7 \text{ cm}$$

$$C = C_f + C_w$$

$$= \frac{1}{2} f_c \ [b_e . (kd)] + (b - b_w) t \left(2 - \frac{t}{kd} \right)$$

$$C = \frac{1}{2} f_c \ b_e \ (kd)$$

$$f_c = 50 \frac{kg}{cm^2} \qquad f_s = 1400 \ \frac{kg}{cm^2}$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{50}{50 + \frac{1400}{15}} = 0.349$$

$$j = \left(1 - \frac{k}{3} \right) = 1 - \frac{0.349}{3} = 0.884$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2}{kj \ f_c}} = \sqrt{\frac{2}{(0.349)(0.884)(50)}} = 0.3627$$

$$k_2 = f_s \ \left(1 - \frac{k}{3} \right) = 1400 \ \left(1 - \frac{0.349}{3} \right) = 1237$$

$$d = k_1 \ \sqrt{\frac{M}{b_e}} = 0.3627 \sqrt{\frac{40 \times 10^5}{111.7}} = C3 \ cm$$

$$kd = (0.349)(68) = 23.7 \ cm$$

Very near to our assumption

Total depth = $d + 7 \quad = 68 + 7 = 75$ cm

$$jd = 0.884 \ (68) = 60.1 \ cm$$

OR

$$jd = d - \frac{t}{2} = 68 - \left(\frac{10}{2} \right) \cong 63 \ cm$$

$$A_s = \frac{M}{k_2\, d} = \frac{40 \times 10^5}{1237(68)} = 47.5\, cm^2$$

$$A_s = \frac{M}{f_s\,(d)\left(1 - \frac{k}{3}\right)} = \frac{40 \times 10^5}{1400(68)\left(1 - \frac{0.349}{3}\right)} = 47.5\, cm^2$$

Use $9\,\phi\, 25\ \left[A_s = 44.18\ cm^2\right]$

Example (3):

Design a T-Section to resist a bending moment of $M = 64$ mt, if $b = 160$ cm, $b_w = 30$ cm and $t = 10$ cm, consider $f_c = 40\, kg/cm^2$ and $f_s = 1200\, kg/cm^2$. as shown in figure (4 – 8)

Solution:

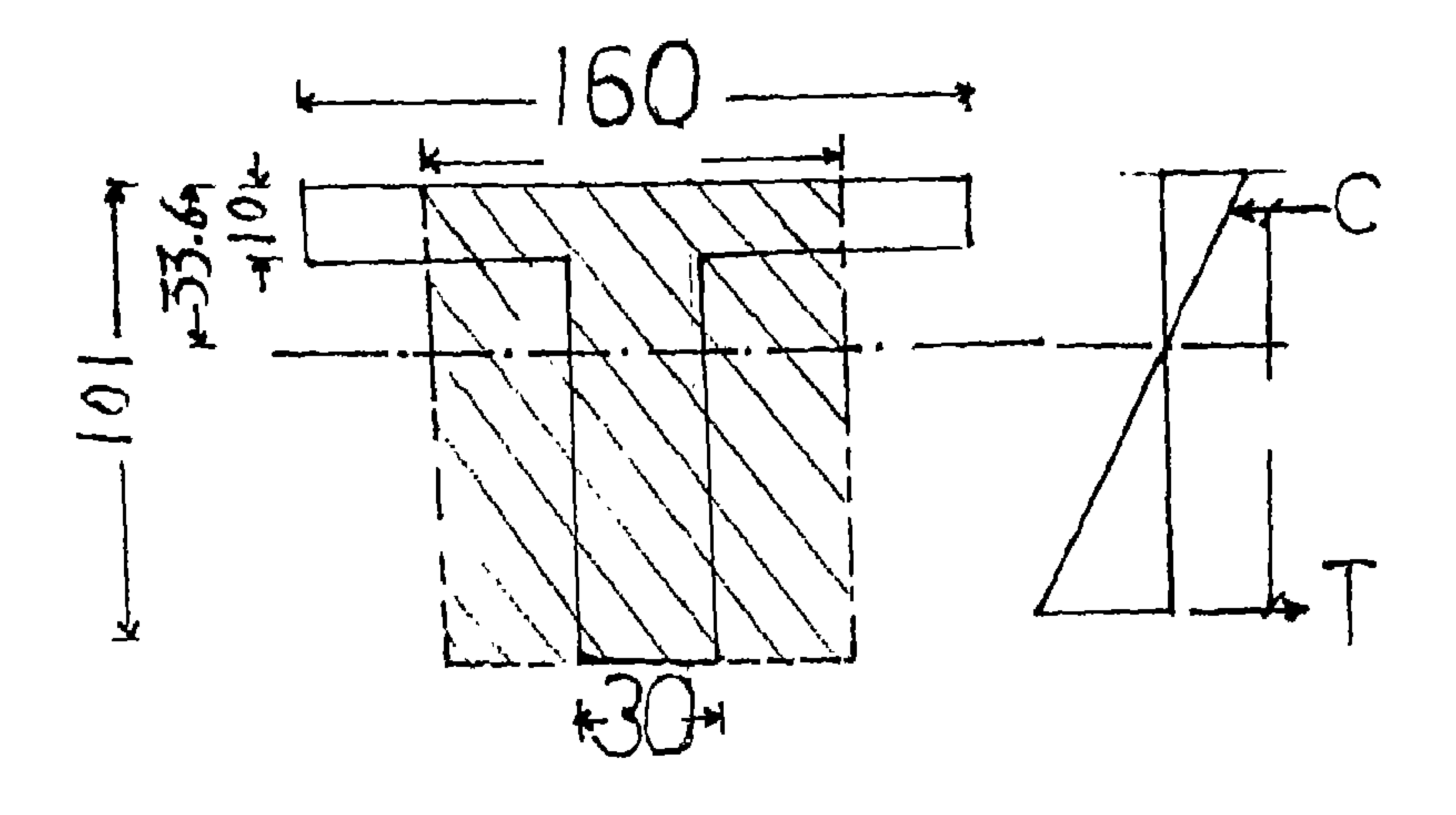
معامل القطاع على أنه قطاع مستطيل لإيجاد عرض القطاع المكافئ b_e

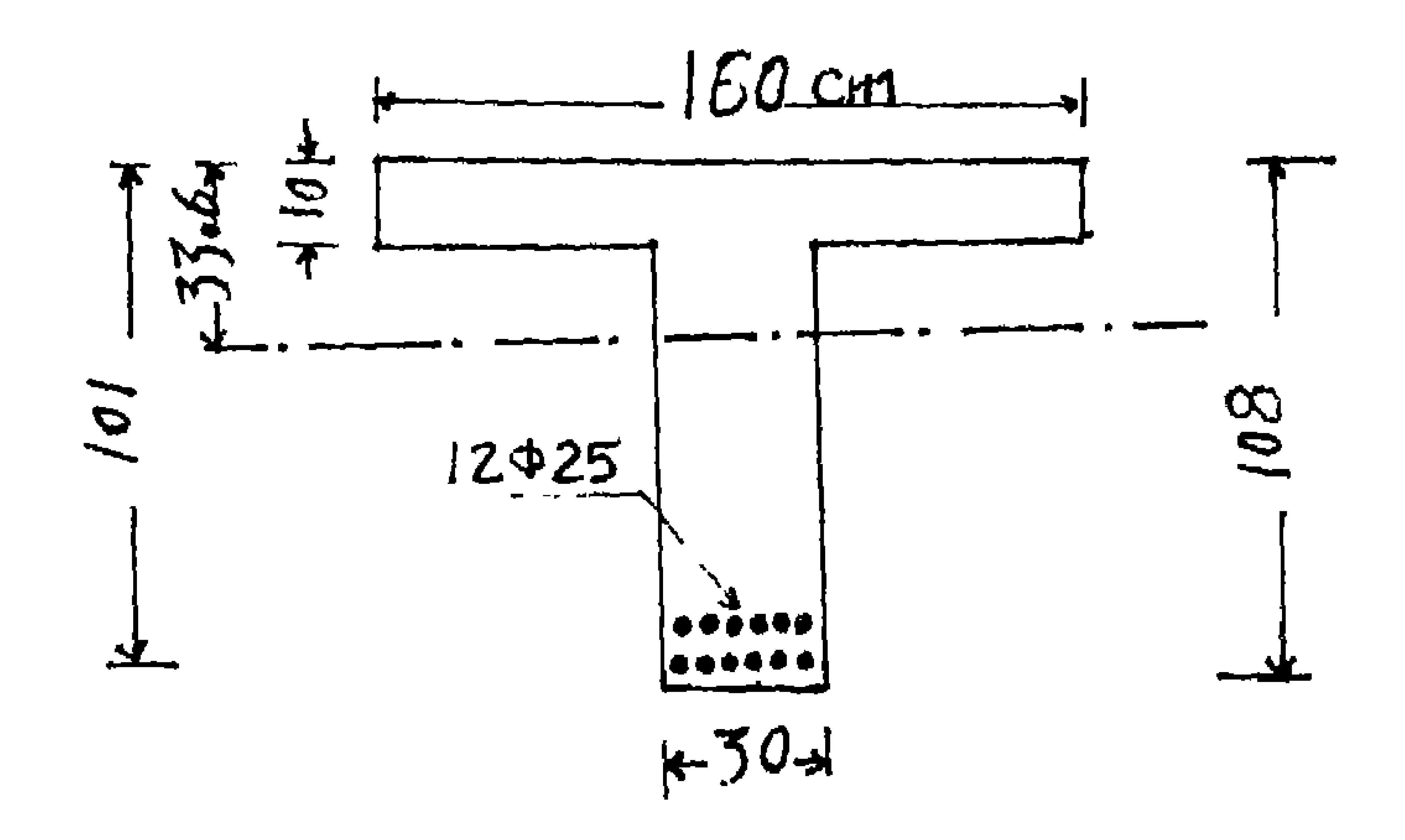
$$Kd = 0.14\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.14\sqrt{\frac{64 \times 10^5}{160}} = 0.14\,(200) = 28\ cm$$

$$\frac{t}{Kd} = \frac{10}{28} = 0.357$$

$$\frac{b}{b_w} = \frac{160}{30} = 5.33$$

$$b_e = b_w + (b - b_w)\,\frac{t}{kd}\,(2 - \frac{t}{kd})$$





شكل (4 – 8) تصميم قطاع على شكل T-section

بطريقة العرض المكافئ Effective flange width method

$$b_e = 30 + (160 - 30)\left(\frac{10}{28}\right)\left(2 - \frac{10}{28}\right)$$

$$= 30 + 76.25 = 106.25 \text{ cm}$$

من جدول Design coefficients for bending

$K = 0.333$

$d = 0.889$

$K_1 = 0.411$

$K_2 = 1068$

$$\therefore d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b_e}} = 0.411\sqrt{\frac{64 \times 10^5}{106.25}} = 0.411 \times 245.4$$

$$= 100.87 = 101 \text{ cm}$$

$Kd = 0.333(100.87) = 33.6 \text{cm}$

$jd = 0.889(100.87) = 89.6 \text{cm}$

Total depth h= d+ 7 = 100.87+7 = 107.87 = 108cm

$$jd = d - \frac{t}{2} = 100.87 - \frac{10}{2} = 95.87 = 96$$

حساب كمية حديد التسليح:

$$A_s = \frac{M}{K_2\, d}$$

$$= \frac{64 \times 10^5}{1068(100.87)} = 59.4 \text{cm}^2$$

Choose $12\phi25$ $\left[A_s = 58.9 \text{ cm}^2\right]$

على صفين فى جانب الشد (6 bars each)

ملاحظات عند تصميم قطاع على شكل T- section

١. الجهود المسموح بها فى الخرسانة فى القطاع T-section تكـون أقـل كثيرا من تلك الجهود التى يسمح بها فى الكمرات المـستطيلة للأسـباب الآتية:

أ- الفلانجـة معرضـة لجهـود عموديـة لان الفلانجـة جـزء مـن بلاطة السقف.

ب-توزيع الجهود العمودية يقل نحو طرفى الفلانجة بحيث أن متوسـط هذه الجهود أقل من الحد الأقصى لها.

ج- ليس اقتصاديا أن نستعمل جهودا عالية حيث نجد أن عمق القطـاع يصبح صغير وبالتالي يزيد من نسبة حديد التسليح وفى العادة يؤخـذ جهود الضغط أو الحد الأقصى لجهود الـضغط فـى T- section مساويا لما يتراوح بين 0.75 – 0.5 ما يـسمح بـه فـى القطـاع المستطيل بحيث لا يزيد إطلاقا عن 0.75.

٢- المواصفات القياسية المصرية :

a. Isolated beam

$$t \geq \frac{1}{2} b_w$$

$$b \leq 4 b_w$$

b. L- section

$$6t \leq b \leq \frac{1}{2} \ell$$

حيث ℓ طول بحر الكمرة.

الباب الخامس

Shear Stresses Distribution and Diagonal Tension in Beams

توزيع جهود القص والشد القطرى فى الكمرات

قد يحدث كسر فى الكرة الخرسانية بواسطة قوى القص Shearing Force قبل أن تصل الكمرة إلى الإجهادات المسببة للكسر نتيجة تعرض الكمرة لعزوم الإنحناء Bending Moment لذلك لابد أن يؤخذ فى التصميم تأثير قوى القص على القطاع الخرسانى. ويبدأ الكسر الناتج من قوى القص فى صورة كسر قطرى وذلك عندما يكون جهود الشد الناتجة من إتحاد جهود القص والانحناء أكبر من اجهادات الشد المسموح به فى الخرسانة ويجب ملاحظة أن كسور الكمرة الناتجة من قوى القص مستقل عن الكسور التى تحدث فى الكمرة نتيجة تعرض الكمرة لعزوم انحناء إلا أنه فى بعض الأحيان وليس دائماً تبدأ كسور أو شروخ القص بعد نهاية كسور أو شروخ الإنحناء مباشرة وهذا يتوقف على أبعاد الكمرة ونظام التسليح، وفى حالة الكمرات ذات التسليح الطولى تحدث الكسور أو الشروخ كالآتى:

١- تتهشم الخرسانة فى الجزء Web نتيجة الضغوط الرأسية وذلك عندما $\frac{M}{Qd} < 2$.

حيث:

M: عزوم الإنحناء المعرض لها الكمرة.

Q: قوى القص الناتجة.

d: عمق الكمرة الخرسانية.

٢- تحدث شروخ قطرية فى الخرسانة نتيجة لجهود الشد القطرية.

٣- تهشم الخرسانة فى منطقة الضغط عندما $5 > \frac{M}{Qd} > 2$

٤- تحدث شروخ قطرية فى الخرسانة فى منطقة الضغط عندما $2 > \frac{M}{Qd}$

Where:

M : Maximum moment within the shear span.

Q : Shearing force.

d : Theoretical depth of the beam.

٥- شروخ طولية للخرسانة على امتداد حديد التسليح أى فى منطقة قوى الشد بعد ظهور الكسور المائلة Shear Failure.

وتحدث الكسور فى الكمرات الخرسانية عندما تتخطى قيمة جهود الشد tensile stresses جهود كلاً القص وعزوم الانحناء عن جهود الشد الحرجة والتى تساوى جهود الشد فى الخرسانة حيث يحدث كسور قطرية وبالتالى يحدث انهيار للكمرة نتيجة قوى القص Shear Failure ويلاحظ أن جهود الشد للخرسانة إذا كانت أصغر من معامل Modulus of Rupture وبالتالى لا توجد كسور نتيجة جهود الشد حيث أن توزيع الجهود فى الكمرة

وأيضاً الانفعالات Strains هو نفسه ما يحدث فى الكمرات الخاضعة لنظام التشغيل فى منطقة جهود الشغل فى Elastic Zone وأيضا فـــى الكمـــرات ذات المادة الواحدة المتجانسة Homogeneous Beam والكمـــرات التـــى يظهر فيها حديد التسليح عند أى قيمة للانفعال Strains تكون الاجهـــادات فى حديد التسليح مساوية n مضروباً فى جهد الخرسانة:

$$f_s = n\, f_c$$

$$f_s = \frac{E_s}{E_c}\, f_c$$

وتعطى مساحة مكافأة من الخرسانة لحديد التسليح ويطبـــق حـــساب الاجهادات فى الكمرة ذات المادة الواحدة المتجانسة.

Transformed uncracked section

For Concrete:

$$f_c = \frac{M \cdot y}{I}$$

$$f_{max} = \frac{M \cdot C}{I}$$

For Steel:

$$f_s = n f_c = n\, \frac{M \cdot y}{I}$$

And the actual shear stress on a section is computed as force per unit area

$$q = \frac{Q}{bd}$$

Where:

q: Unit horizontal shear stress, kg/ cm^2

b: Thickness of the beam, cm, Or width of compression face of flexural member

d: Effective depth of beam or distance from extreme compression fiber to centriod of tension reinforcement

Q: Total shear force at section, kg

I: Moment of inertia of the beam, cm^4

Shear stress distribution in homogeneus section

توزيع جهود القص فى كمرة متجانسة

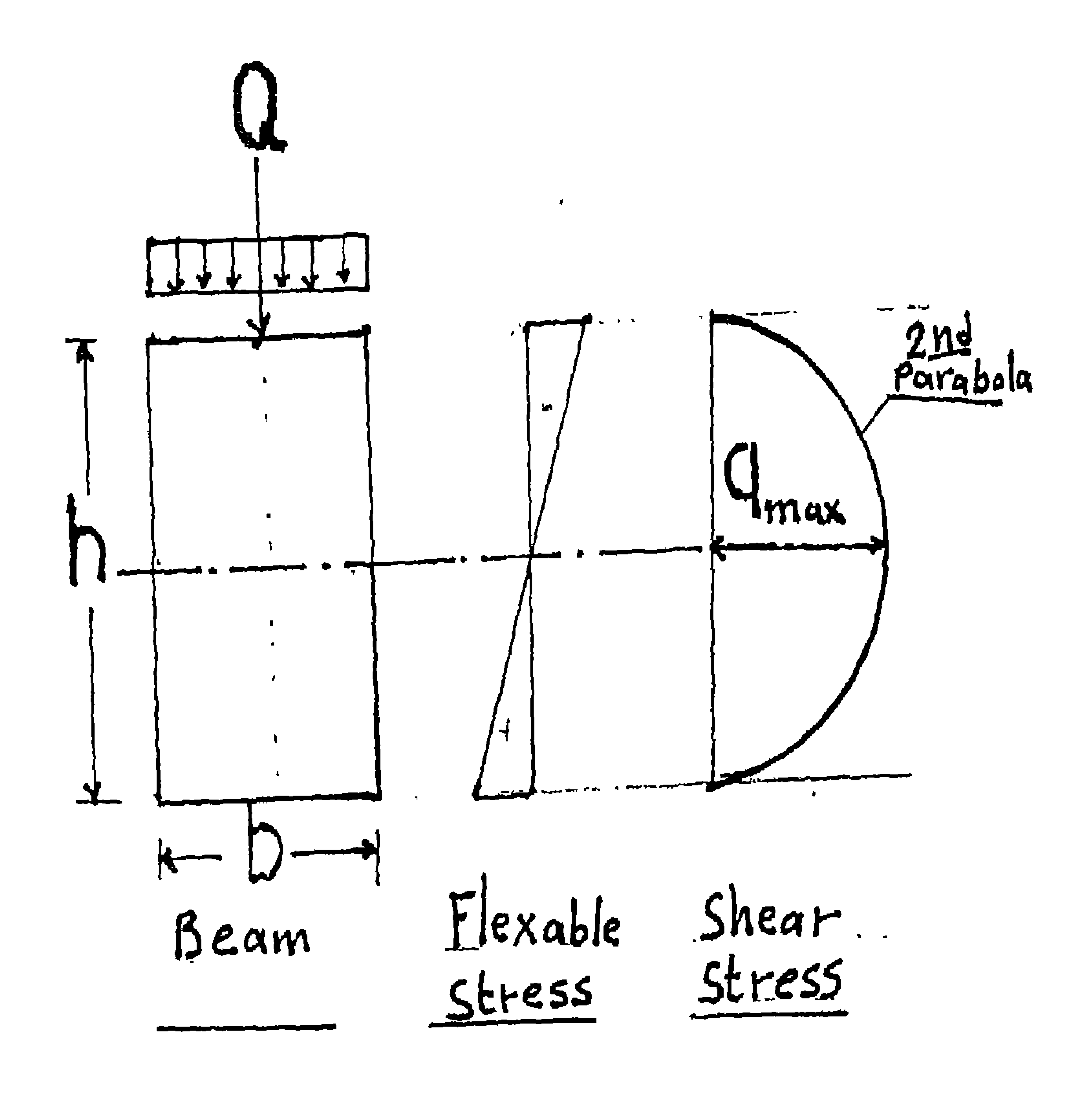
يتوقف توزيع جهود القص على كمرة متجانسة على قـوى القـص الخارجية المؤثرة على القطاع (Q)، والعزم الاسـتاتيكى لمـساحة القطـاع (S_x) المطلوب عندها عند حساب إجهادات القص وأيضا عـزم القـصور الذاتى للقطاع (I) وأيضا أبعاد القطاع من حيث العرض (b) وارتفاع القطاع (h) وتخضع الكمرات المتجانسة إلى العلاقات الأتية كما هو موضح بشكل (1 – 5):

١- مساحة القطاع (A)

$$A = (b)(h)$$

٢- عزوم القصور الذاتى للقطاع (I)

$$I = \frac{bh^3}{12}$$



شكل (5 – 1) توزيع جهود القص وإجهادات الانحناء

فى كمرة متجانسة

٣- العزم الاستاتيكى للمساحة (S_x)

$$S_x = (b)\left(\frac{h}{2}\right)\cdot\left(\frac{h}{4}\right) = \frac{bh^2}{8}$$

٤- اجهادات القص المتولدة نتيجة قوى القص المؤثرة على الكرة (Q)

$$q = \frac{Q \,. S_x}{I \,. b}$$

$$= \frac{(kg)\left(cm^3\right)}{\left(cm^4\right)(cm)} = kg / cm^2$$

قـــوى القـــص المتولـــدة فـــى الكمـــرة نتيجـــة الاخـــتلاف فـــى عزوم الانحناء نتيجة الأحمال.

ومن الشكل يتضح أن أقصى جهود قص متولدة فى الكمرة:

$$Q = \frac{2}{3}\, q_{max} \,. A$$

$$q_{max} = \frac{3}{2}\,\frac{Q}{A} = 1.5\,\frac{Q}{A}$$

$$Q = \int w \, dx$$

حيث w توزيع الأحمال على المتر الطولى من الكمرة kg/ m

Shear stress distribution of Reinforced concrete beam:

توزيع إجهادات القص فى كمرة خرسانية مسلحة

يوضح شكل (5 – 2) وشكل (5 – 3) توزيع جهود القص وإجهادات الانحناء لكمرة خرسانية مسلحة.

حيث أن وجود حديد التسليح فى جانب منطقة الشد يقلل من حـــدوث الشروخ أو الكسر أو الانهيار للكمرة الخرسانية المـــسلحة Shear failure ولإيجاد قيم جهود القص وكذلك توزيع جهود القص فى كمرة تتبع العلاقات الرياضية الآتية:

$$A_1 = \frac{2}{3}\ q_{max}\ (kd) \qquad \ldots\ldots(1)$$

$$A_2 = \ q_{max}\ (d - kd) \qquad \ldots\ldots(2)$$

$$A_1 + A_2 = \frac{2}{3} kd\ \ q_{max} + (d - kd)\ q_{max} \qquad \ldots\ldots(3)$$

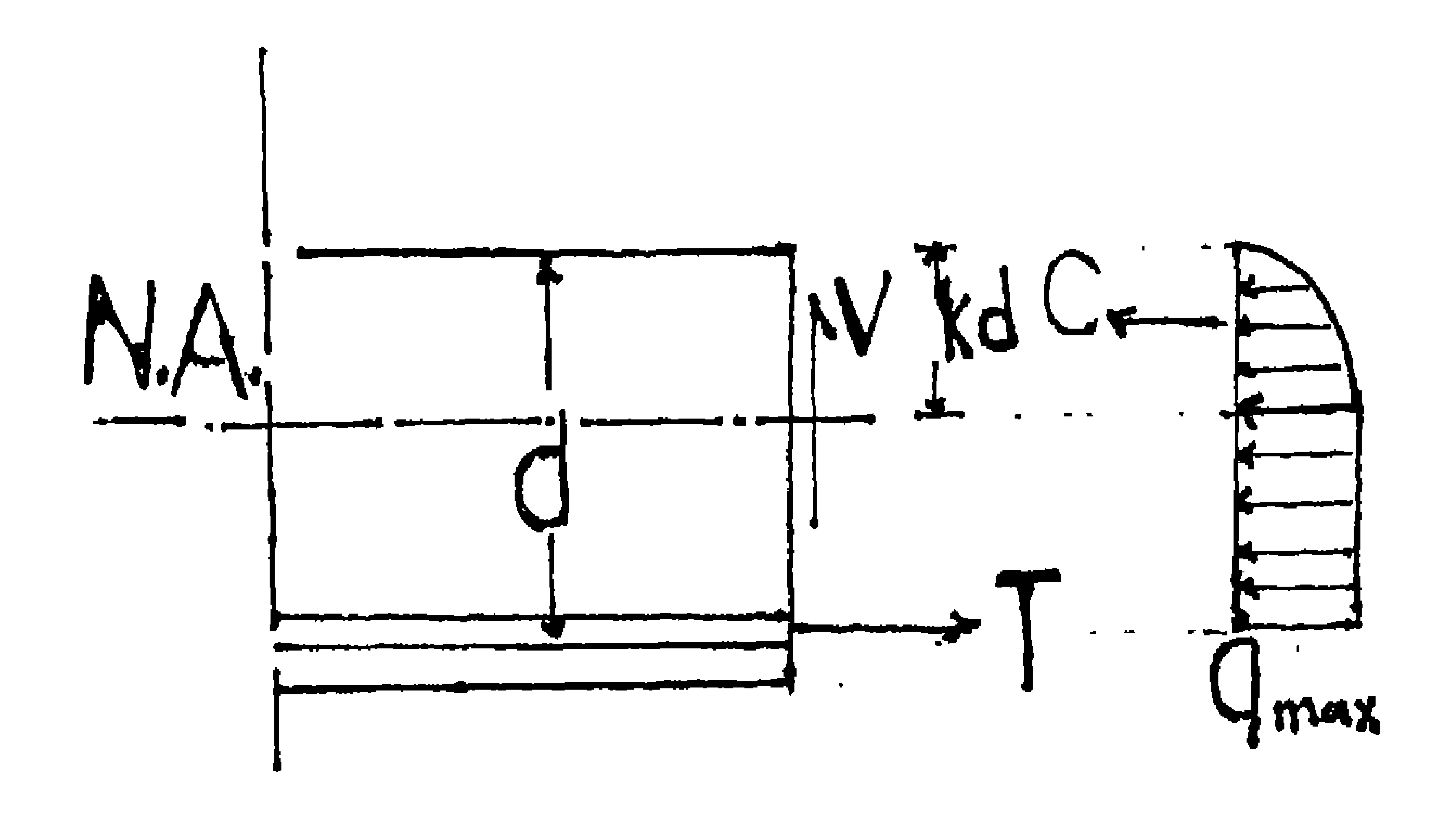
بضرب طرفى المعادلة رقم (3) فى عرض القطاع b

$$(A_1 + A_2)\, b = b\left[\frac{2}{3}(kd)\, q_{max} + (d - kd)\, q_{max}\right] \ldots\ldots(4)$$

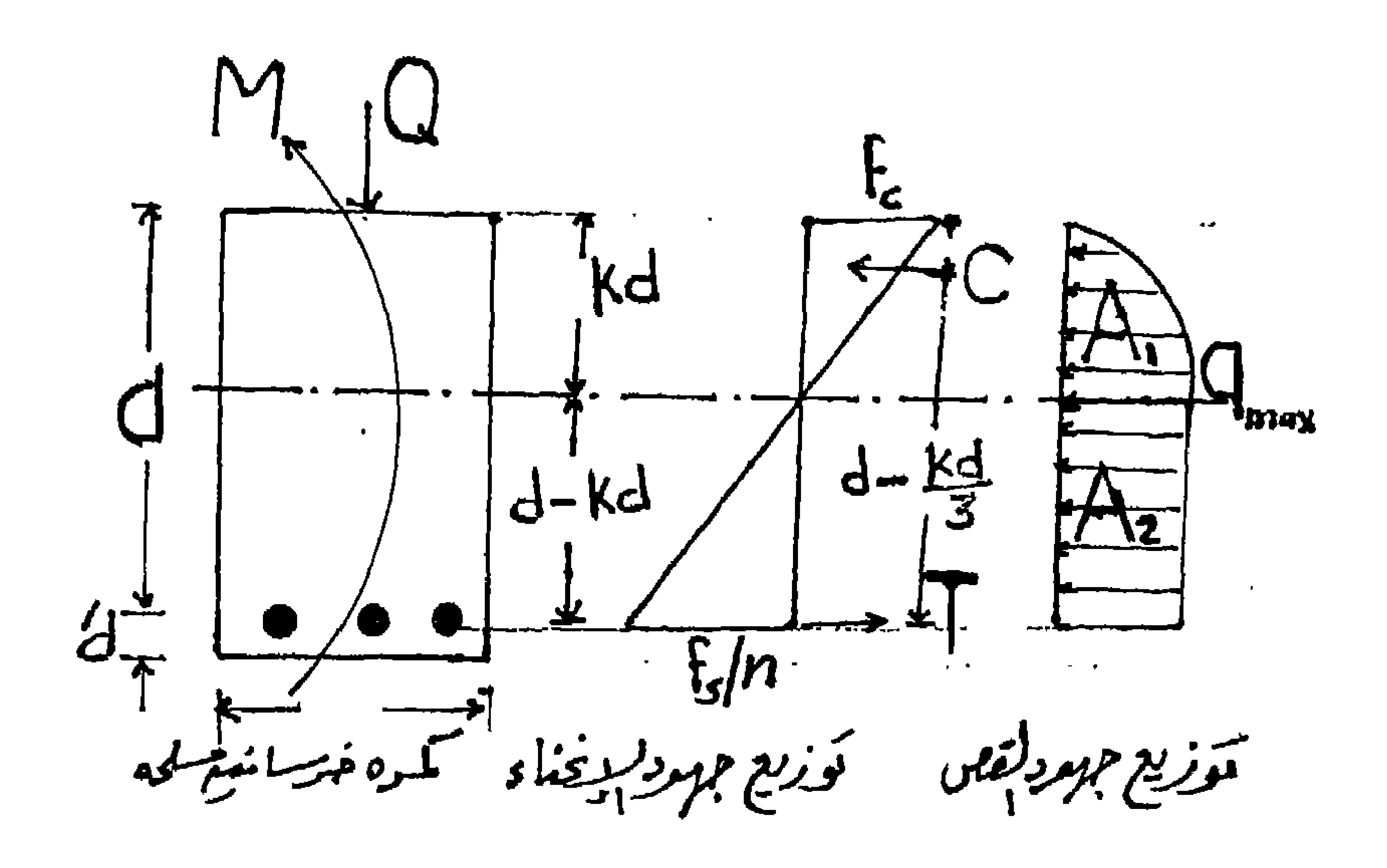
$$Q = b\, q_{max}\left[\frac{2}{3}\ (kd) + (d - kd)\right] \qquad \ldots\ldots(5)$$

$$q_{max} = \frac{Q}{b\left[\frac{2}{3} kd + (d - kd)\right]} \qquad \ldots\ldots(6)$$

$$q_{max} = \frac{Q}{b\left(d - \frac{kd}{3}\right)} \cong \frac{Q}{0.87\ bd} \qquad \ldots\ldots(7)$$



شكل (5 – 2) توزيع إجهادات القص فى قطاع من الخرسانة المسلحة
Shear stress distribution on reinforced concrete section



شكل (5 – 3) توزيع جهود القص وإجهادات الانحناء لكمرة خرسانية

أيضا:

A_v Concrete area in compression zone + equavilant area of reinforcement

$$A_v = b\,(kd) + n\,A_s \quad \text{...(8)}$$

$$I_v = \frac{b\,(kd)^3}{3} + n\,A_s\,(d - kd)^2 \quad \text{........................(9)}$$

$$= b\,(kd)\,\frac{(kd)^2}{3} + n\,A_s\,(d - kd)^2 \quad \text{..............(10)}$$

$$s_x = b\,(kd)\cdot\frac{kd}{2} = b\,\frac{(kd)^2}{2} \quad \text{...........................(11)}$$

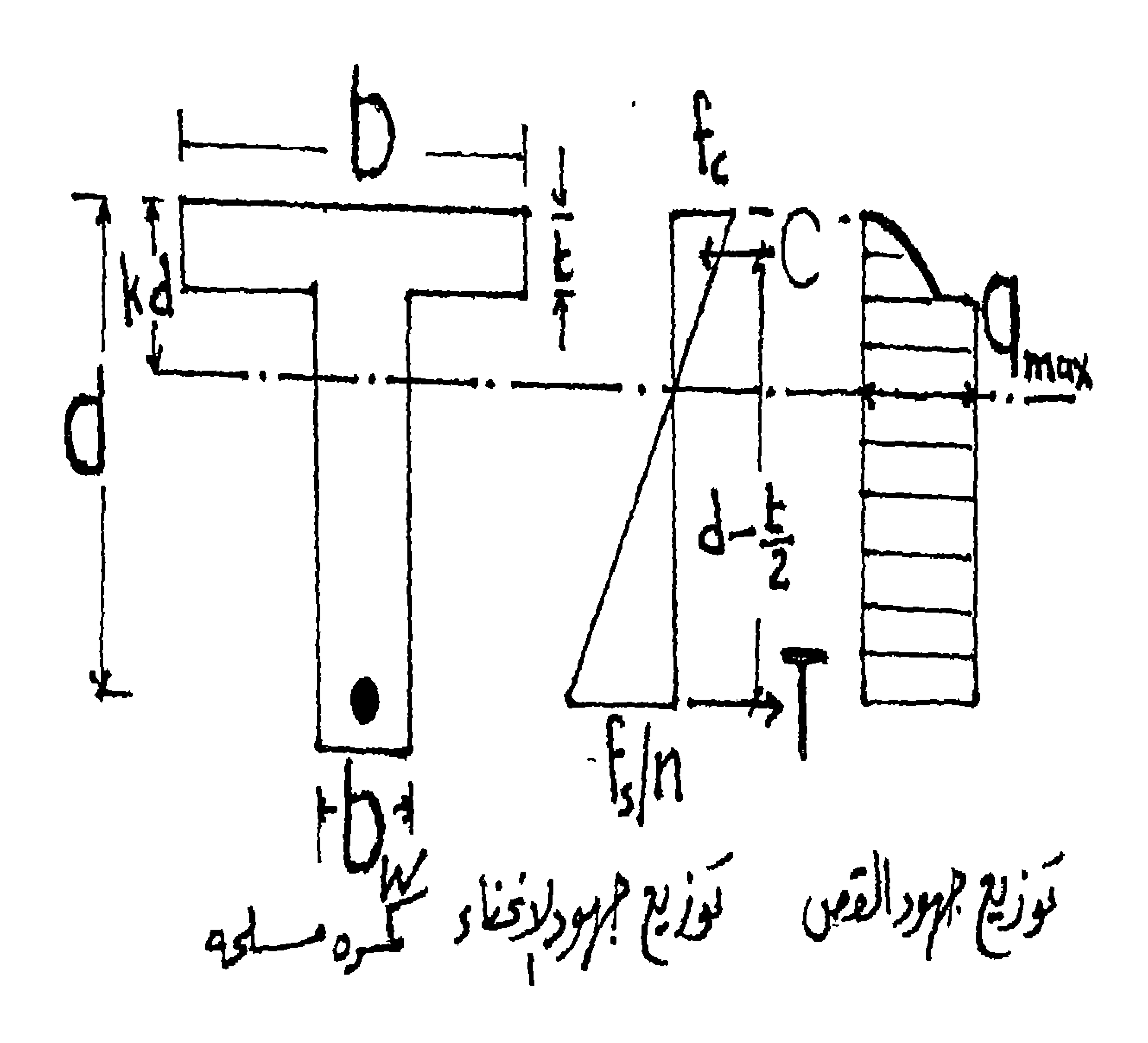
Shear stress distribution in reinforced concrete T – section

يوضح شكل (5 – 4) توزيع جهود القص وجهود الانحناء فى قطاع خرسانى مسلح على شكل T-section

$$q_{max} = \frac{Q}{b_w\,(d - t)}$$

Where:

q_{max} = maximum shearing stress in a section



شكل (5 – 4) توزيع جهود القص وجهود الانحناء

فى قطاع خرسانى مسلح على شكل T-section

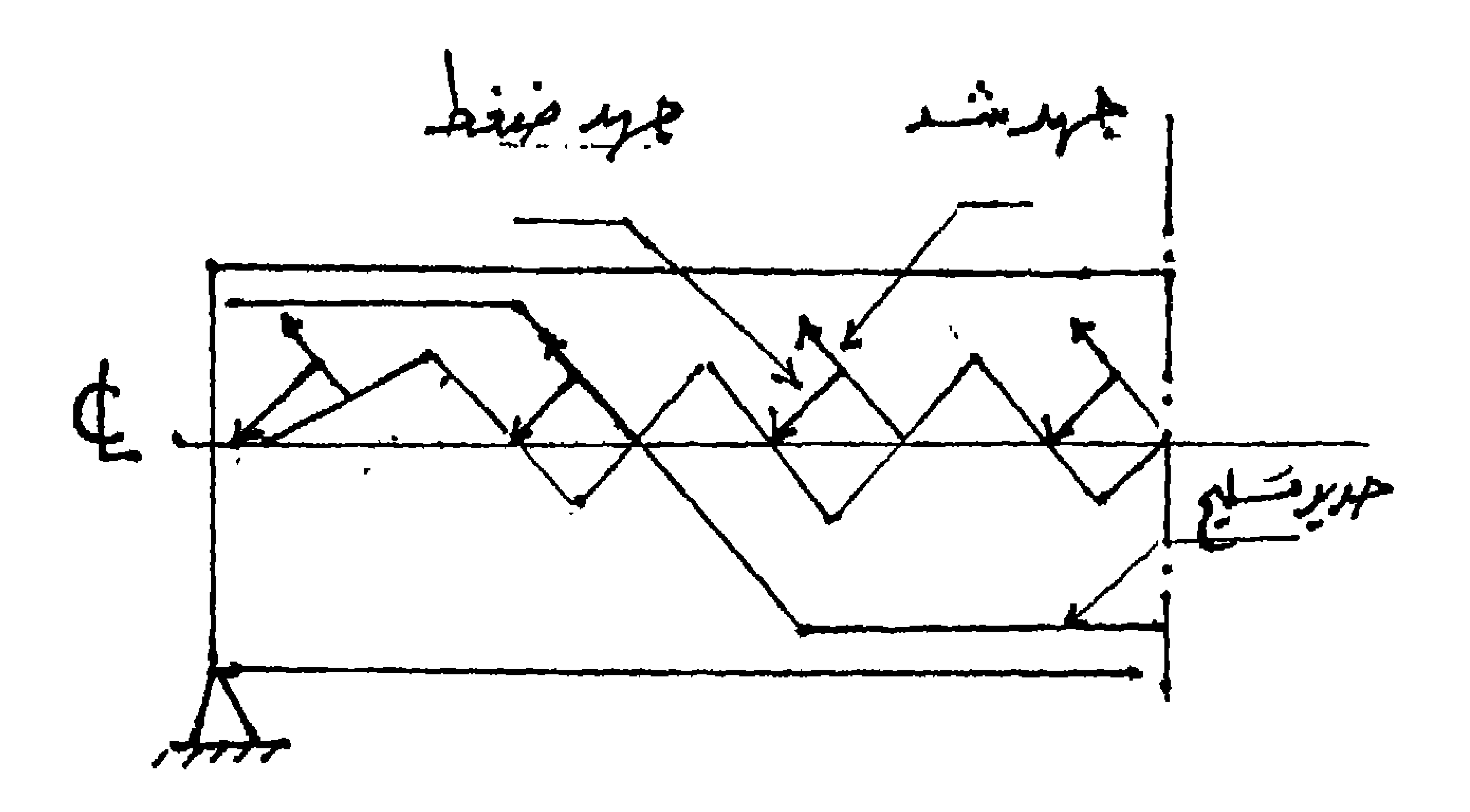
الشد القطرى للكمرة الخرسانية المسلحة
Diagonal Tension in a Beam

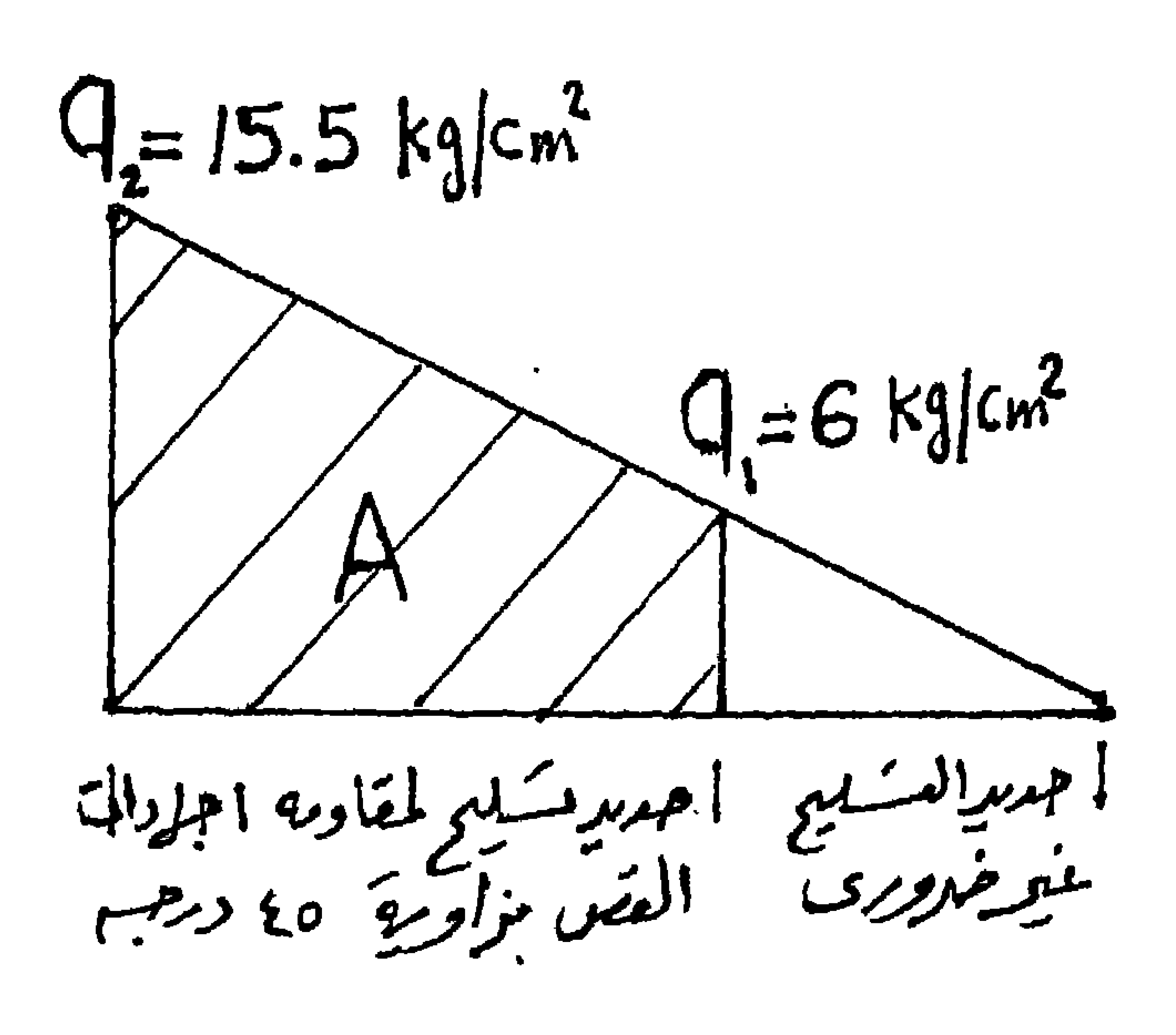
نتيجة لوجود جهود شد وقص على أجزاء الكمرة بقيمة عظمى عن محور التعادل Neutral Axis حيث لا توجد جهود عمودية فتتولد فى الكمرة جهود رئيسية f_1 , f_2 وتكون الجهود مائلة بزاوية 45° مع كلا من الخط الأفقى والرأسى ومساوية للقيمة العددية لجهود القص q ويكون الجهد f_1 جهود شد بينما الجهد f_2 جهود ضغط وحيث أن الخرسانة ضعيفة فيما يتعلق بجهود الشد فإنه يلزم معاملتها معاملة خاصة بالنسبة لهذه الجهود f_1 ويطلق على هذه الجهود فى العادة بالشد القطرى أو Diagonal Tension كما هو مبين بالشكل (5-5) ويحدد جهد القص للكمرة بناء على جهد قطرى بما لا يتجاوز القيمة q_1 فى الجدول الآتى (المواصفات الفنية المصرية).

Table (5 – 1): Shearing Stress in a beam

C_{28}	160	180	200	225	250	275	300	Kg/cm^2
q_1	5	6	6	7	7	8	8	Kg/cm^2
q_2	16	17	18	19	20	21	22	Kg/cm^2

بمعنى إذا كانت قيمة جهود القص لا تزيد عن قيمة جهود القص الجدولية q_1 فإنه لا يلزم بالضرورة استعمال حديد التسليح لمقاومة هذه الجهود حيث لن يحدث كسر قطرى diagonal failure أما إذا زادت جهود القص الجدولية q_2 يمكن أن يحدث كسر قطرى نتيجة الشد القطرى ولذلك يلزم تسليح الكمرة بحديد تسليح مناسب لمقاومة جهود القص عن طريق: Web Reinforcement





شكل (5 – 5) يوضح مناطق التسليح لمقاومة جهود القص
في كمرة خرسانية مسلحة

١- إضافة كانات مائلة Inclined Stirrups.

٢- إضافة كانات رأسية Vertical Stirrups.

٣- إضافة أسياخ تسليح مائلة مكسحة بزاوية 45° bent up bars.

٤- إضافة نوعين من التسليح السابقة.

٥- إعادة التقييم القطاع لاختبار عرض وعمق القطاع.

ويوضح الشكل (5 – 5) الأنواع المختلفة من الكانات وأسياخ الحديد المكسحة أما إذا زادت جهود القص وبالتالى جهود الشد الطولى عن القيمة q_1 ولكنها أقل من القيمة q_2. فإنه يلزم مقاومة جهود الشد القطرى باستعمال حديد تسليح مناسب.

Example (1):

Check the diagonal tension in a beam to calculate the excess reinforcement where the shearing force Q = 20 t, width section b = 25 cm effective section depth, d = 60 cm and $C_{28} = 180 \text{ kg/cm}^2$

Solution:

$$q = \frac{Q}{0.87\,bd} = \frac{20000}{0.87\,(25)(60)} = 15.5 \text{ kg/cm}^2$$

$C_{28} = 180\ kg/cm^2$ and from table (5 – 1)

$q_1 = 6\ kg/cm^2$, $q_2 = 17\ kg/cm^2$

A_{dtd} = Area of diagonal tension diagram

ويمكن مقاومة جهود القص بتطبيق القوانين الآتية:

1- The shear stress is resisted by the stirrup, q_{st}

$$q_{st} = \frac{A_{st}\ f_{st}}{(b)(s)} (\cos\theta + \sin\theta)$$

Where:

- A_{st} : Stirrup cross section area, cm^2
- f_{st} : Stirrup reinforcement stress, kg/cm^2
- b : Width section, cm
- s : Distance between two stirrup, cm
- θ : Stirrup angle, 90°, cos (90) = 1, sin (90) = 0

2- The shear stress resisted by the inclined stirrup with angle 45°

$$q_{st} = \frac{\sqrt{2}\ A_{st}\ f_{st}}{(s)(b)}$$

ولإثبات ذلك من القانون الرئيسى:

$$q_{sb} = \frac{A_{st}\ f_{st}}{(b)(s)} (\cos(45) + \sin(45))$$

$$= \frac{A_{st}\ f_{st}}{(b)\,(s)} \left[\frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{1}{\sqrt{2}}\right]$$

$$= \frac{A_{st}\ f_{st}}{(b)\,(s)} \left[\frac{2}{\sqrt{2}}\right]$$

بالضرب فى $\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{2}}$

$$q_{st} = \frac{\sqrt{2}\ A_{st}\ f_{st}}{(s)(b)}$$

3- shear and diagonal tension resisted by bent up steel bars

يتم تكسيح حديد التسليح بزاوية بين 45°

$$A_D\ f_s\ \sqrt{2} = q_D\ s\ b \quad \text{.......................................(1)}$$

$$A_D = \frac{q_D\ s \cdot b}{\sqrt{2}\ f_s} = \frac{(\text{Area of dtd})\ b}{\sqrt{2}\ f_s} \quad \text{........(2)}$$

$$A_D = \frac{q_D\ s\ b}{\sqrt{2}\ f_s} \quad \text{...(3)}$$

$$= \frac{[\text{Area of diagonal tension diagram}]\ (b)}{\sqrt{2}\ (f_s)} \quad \text{.. (4)}$$

$$= \frac{A_{dtd}\ (b)}{\sqrt{2}\ (f_s)} \quad \text{...(5)}$$

Where:

A_{dtd} = Area of diagonal tension diagram

ملاحظات تصميمية (الكود المصرى)

١- تتحمل الأسياخ المكسحة حوالى $\frac{2}{3}$ قوى القص بينهما تتحمل الكانات $\frac{1}{3}$ قوى القص.

٢- لا ينبغى أن تزيد المسافة بين الأسياخ المكسحة عن عمق الكمرة d إذا زاد جهد القص عن $q_1 = 1.5\ kg/cm^2$. فإذا نقصت عن ذلك يجوز الزيادة بين الأسياخ المكسحة حتى 1.5 d

٣- التكسيح قد يتم على زاوية 45° أو 60°.

٤- لا ينبغى أن تزيد المسافة بين الكانات عن 25 cm ولا عن 0.8 d كذلك لا تزيد عن العرض b ولا يصح أن تقل عن 6 : 8 cm

٥- تستخدم كانات ϕ 6 mm فى الكمرات الصغيرة، وعن ϕ 8 mm فى الكمرات المتوسطة.

٦- لا ينبغى أن يقل قطر حاملات الكانات عن 0.95 cm ويستعمل ϕ 8 mm ولا عن نصف قطر أكبر سيخ فى الكمرة.

٧- العدد المناسب من أسياخ التسليح فى الكمرة 8 - 4 ولا يقل عن سيخين كما أن القطر يتراوح بين 12 mm - 21 mm ولا ينبغى أن تزيد قطر الأسياخ عن 26 mm

٨- فى الكمرات ينبغى أن يكسح على الأقل $\frac{1}{3}$ التسليح الرئيســى فــى وسط الكمرة حتى ولو لم يلزم ذلك.

٩- ينبغى أن تزود الكمرة بأسياخ مقاومة للانكماش إذا زاد عمق القطاع عن 70 cm بحيث لا تزيد المسافة بين الأسياخ عن 50 cm

١٠- ينبغى أن يوجد جنشين فى أطراف جميع الأسياخ إلا فى الحالات التى يمكن التجاوز فيها عن الجنش الآتية:

أ- فى البلاطات عندما يكون قطر حديد التسليح 8 mm أو أقل.

ب- فى الأعمدة التسليح الرئيسى.

١١- فى الأسياخ التى تتعرض للضغط فقط يكون طول الرباط $25\ \phi$

Example (2):

Design the simple beam shown in the sketch if its cross section is required to be rectangular with width = 25 cm

$C_{28} = 200\ kg/cm^2$

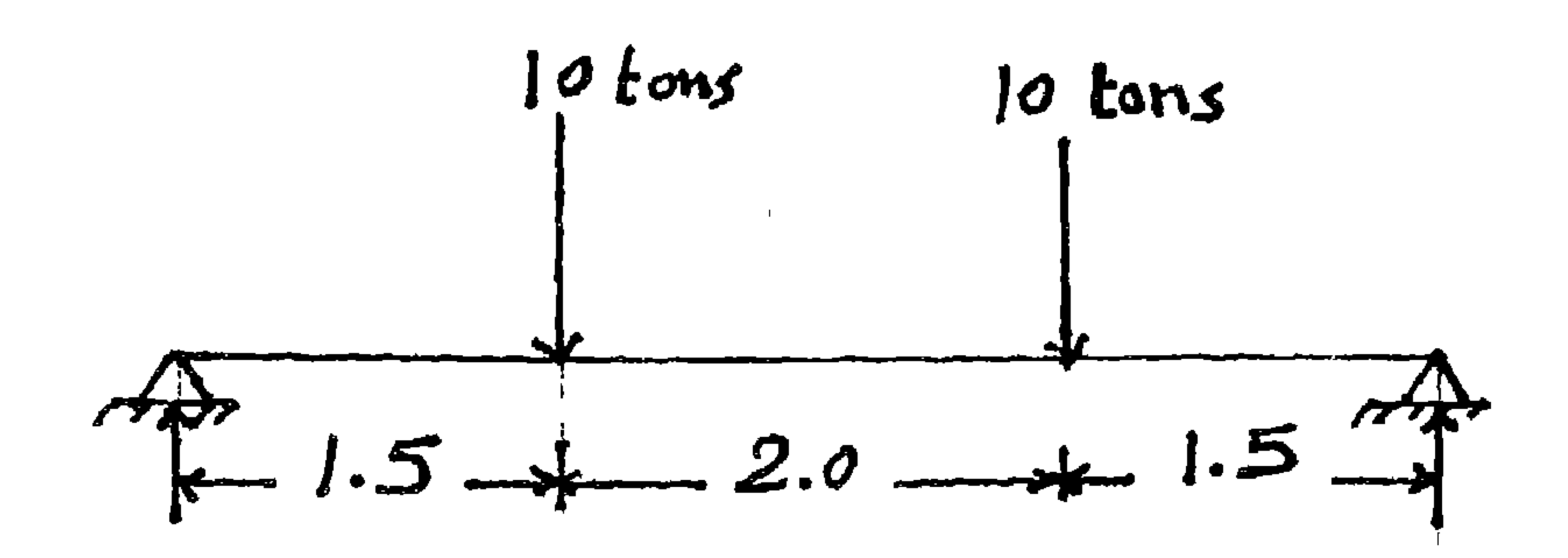
$f_s = 1400\ kg/cm^2$ as shown in figure (5 – 6)

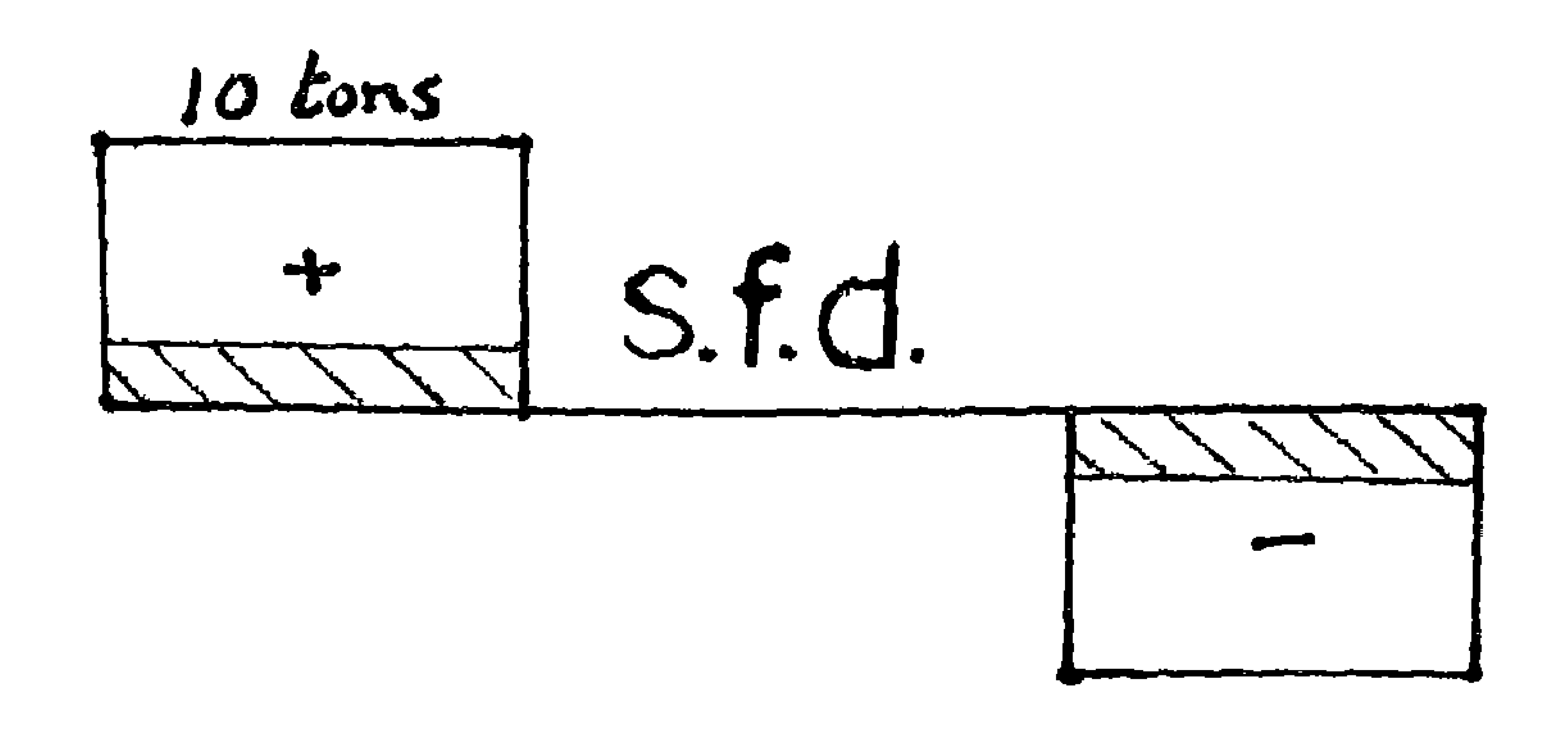
$M_{max} = 15\ t.m$

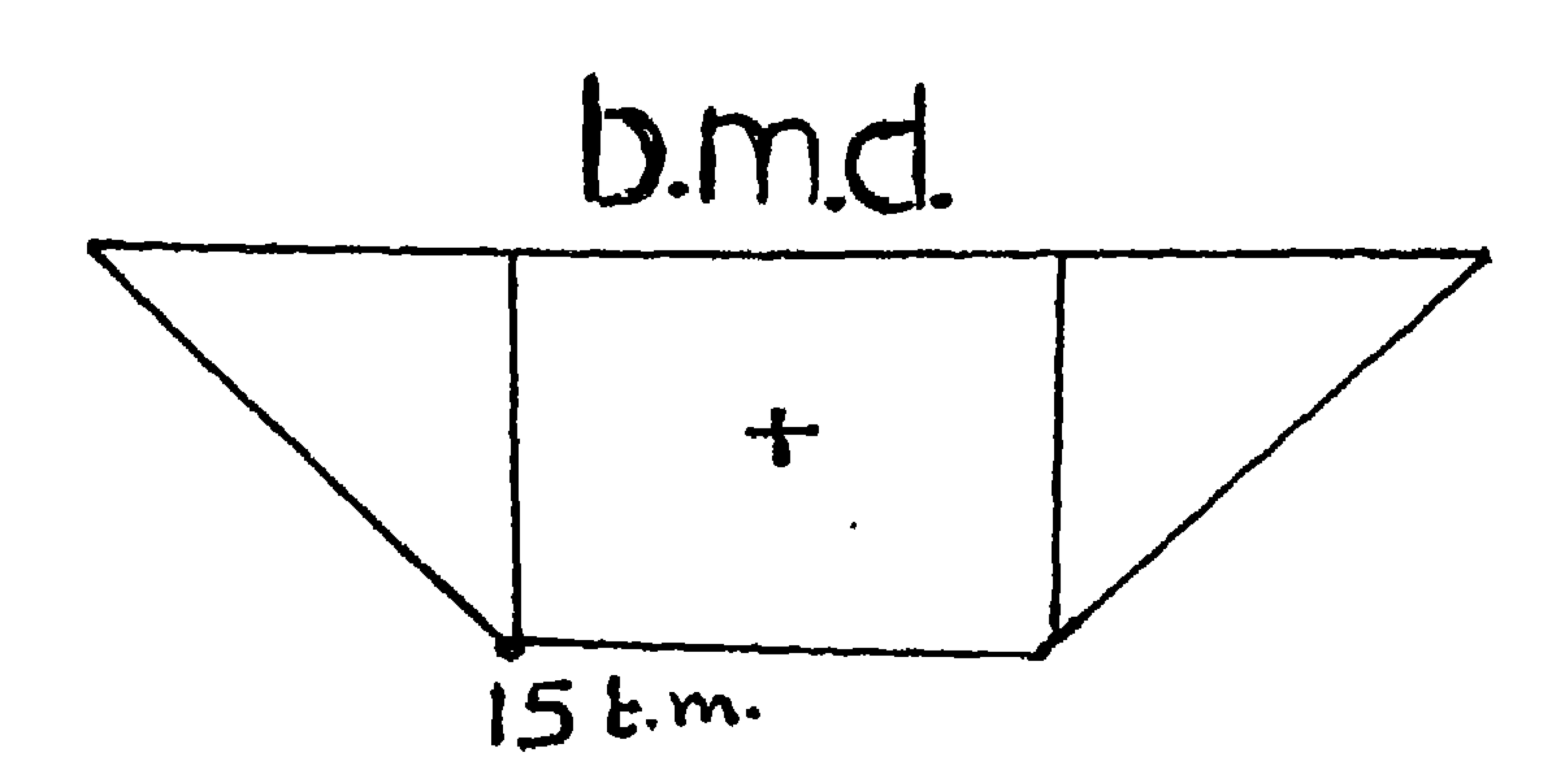
for:

$C_{28} = 200\ kg/cm^2$

$f_c = 70\ kg/cm^2$







شكل (5 – 6) يوضح قوى وجهود القص وعزوم الانحناء

فى كمرة تتعرض لأحمال مركزة

$$K = \frac{f_c}{f_c + f_s / n} = \frac{70}{70 + 1400/15} = 0.429$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.429}{3} = 0.857$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2}{k\,j\,f_c}} = \sqrt{\frac{2}{(0.429)(0.857)(70)}} = 0.279$$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$= 0.279 \sqrt{\frac{1500000}{25}} = 68.3 \text{ cms}$$

Choose $h = 75$ cms $\quad d = 69$ cms

$$A_s = \frac{M}{j\,df_s} = \frac{1500000}{0.857 \times 69 \times 1400} = 18.12 \text{ cm}^2$$

حيث $k_2 = j\,f_s$

Choose $7\ \phi\ 19$ mm $(A_s = 19.9 \text{ cm}^2)$

Shear stresses:

$$q = \frac{Q}{j\,d\,b} = \frac{10000}{0.857 \times 69 \times 25}$$

$$= 6.7 \text{ kg/cm}^2 > q_1\ (q_1 = 6 \text{ kg/cm}^2)$$

Shear reinforcement

Stirrups

Choose 2 branch stirr up . ϕ 6 mm @ 15 cms

$$q_s = \frac{n\ A_s\ \phi\ f_s}{s\ b}$$

$$q_s = \frac{2 \times 0.28 \times 1400}{15 \times 25} = 2.1\ \text{kg/cm}^2$$

bent up bars

$$T_D = (6.7 - 2.1) \times 150 \times 25 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 12198\ \text{kgs}$$

$$A_{SD} = \frac{T_D}{f_s} = \frac{12198}{1400} = 8.7\ \text{cm}^2$$

Chosen:

$$4\ \phi\ 19\ \text{mm}\ (A_s = 11.3\ \text{cm}^2)$$

Example (3):

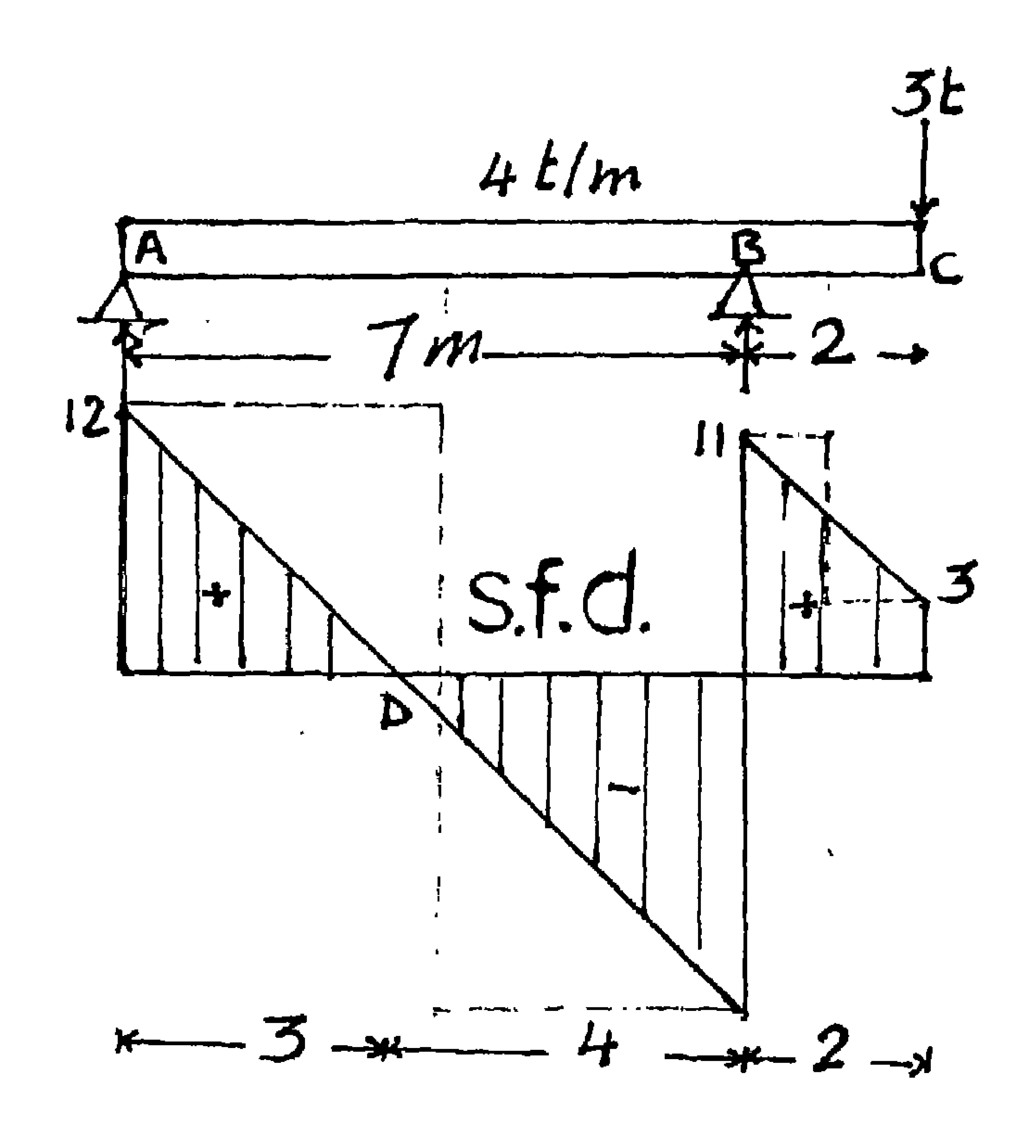
Design of section at support and at mid span as shown in figure (5 – 7):

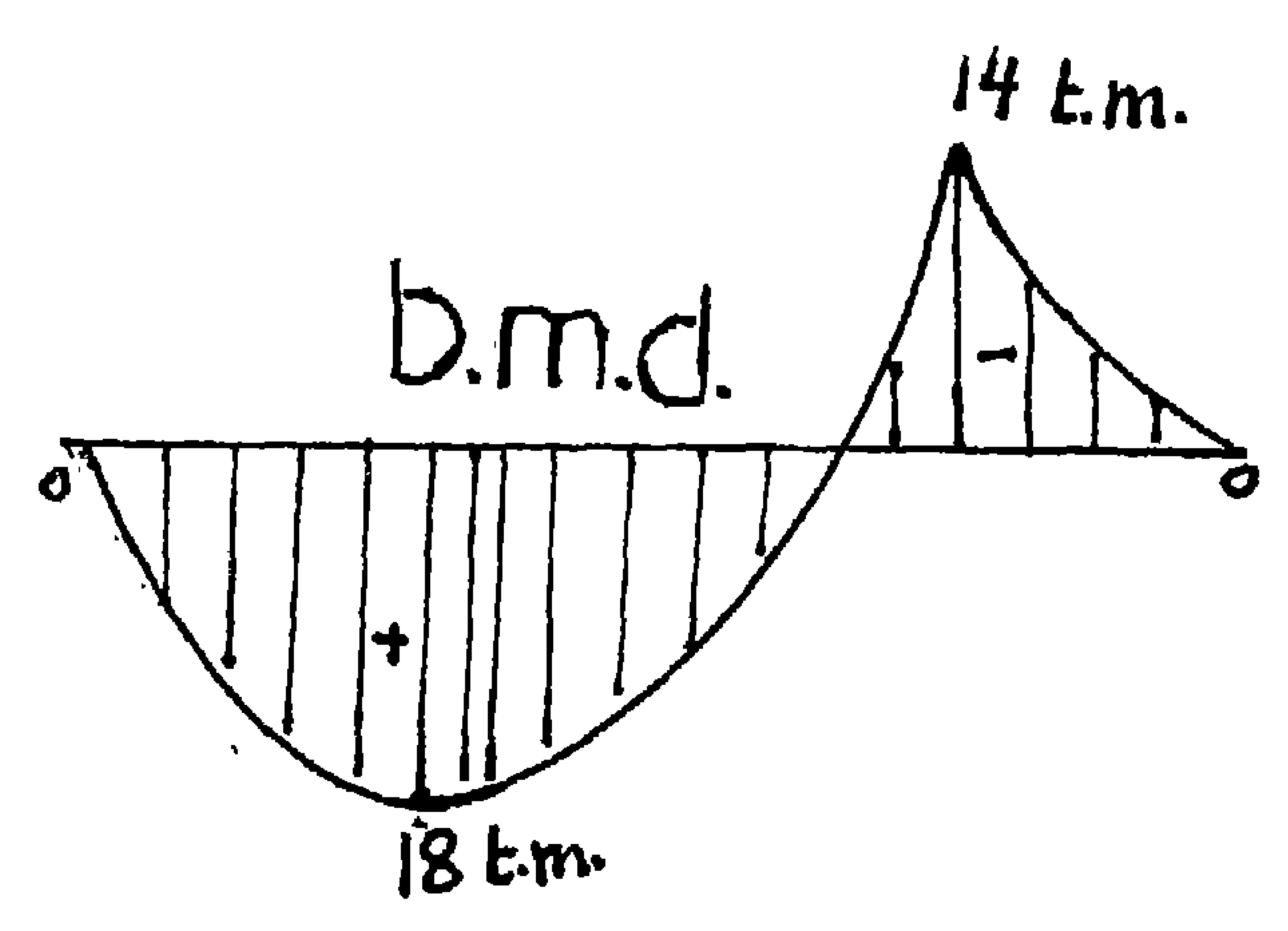
1- for Rectangular section.

$C_{28} = 160\ \text{kg/cm}^2$, $f_c = 60\ \text{kg/cm}^2$

$f_s = 1400\ \text{kg/cm}^2$, $k_1 = 0.315$

$q_1 = 5\ \text{kg/cm}^2$





شكل (5 – 7) يوضح قوى القص وعزوم الانحناء لكمرة خرسانية ممتدة الطرف الأيمن ذات حمل منتظم وحمل مركز

2- **for T– section :**

$f_c = 35 \ kg/cm^2$ $f_s = 1400 \ kg/cm^2$

Continuous beam shown in the sketch.

Solution:

Rectangular section design

تصميم عمق القطاع عند الركيزة يلاحظ وجود عزم سالب

$$d = k_1 \sqrt{\frac{|M|}{b}}$$

$$= 0.315 \sqrt{\frac{14 \ (10)^5}{25}} = 75 \ cm$$

Take $h = d + s$ cover = 80 cm

$$A_s = \frac{M}{k_2 \ d} = \frac{14 \ (10)^5}{(1218)(75)} = 15.5 \ cm^2$$

تصميم عمق القطاع عند أعلى عزم موجب

At d for positive M_{max}

$M = 18 \ m.t$

1) $b_f = b_w + 12t$

$$= 25 + 12 \ (10) = 145 \ cm$$

2) $\frac{L}{3} = \frac{700}{3} = 233 \text{ cm}$

Take the minimum:

$b_f = 145 \text{ cm}$

T – Section design

$f_c = 35 \text{ kg/cm}^2 \qquad f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2 \qquad k_1 = 0.48$

أولاً: تحديد عمق القطاع على أساس أنه مستطيل بالعرض b_f

$$d_o = k_1 \sqrt{\frac{M}{b_f}}$$

$$= 0.48 \sqrt{\frac{18 (10)^5}{145}} = 54 \text{ cm}$$

تحديد موقع محور التعادل:

$$kd_o = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} (d_o) = \frac{35}{35 + \frac{1400}{15}} (54) = 14.7 \text{ cm}$$

ثانياً: تحديد عمق القطاع على أساس أنه T – section وبالتالى يتطلب إيجاد الثوابت α , β

$$\alpha = \left(\frac{kd - t}{kd}\right)^2 \left(\frac{3 d_o - 2t - kd_o}{3 d_o - kd_o}\right)$$

$$= \left(\frac{4.7}{14.7}\right)^2 \left(\frac{3 (54) - 20 - 14.7}{3 (54) - 14.2}\right) = 0.09$$

$$\beta = \alpha \cdot \frac{t/2}{k d_o - t/2}$$

$$= 0.09 \; \frac{5}{14.7 - 5} = 0.045$$

$$d = \frac{d_o}{(1 - \alpha)(1 + \beta)}$$

$$= \frac{54}{(1 - 0.09)\;(1 + 0.045)} = 56 \;\; cm$$

Take:

$h = 60 \;\; cm$

ملاحظة:

يمكن عند اللزوم أن نأخذ فى الاعتبار أن عــزم الانحنــاء الــسالب ينخفض بسرعة وأن يحسب القطاع على العزم السالب عند وجــه الركيــزة وليس فى مركزها وهذا من شأنه أن يخفض من العزم بمقدار $\frac{R \cdot b}{4}$ حيث R رد الفعل ، b عرض الركيزة.

$$\frac{R\,b}{4} = \frac{27\,(0.25)}{4} = 1.7 \;\; m.t$$

$$M = 14 - 1.7 = 12.3 \; m.t$$

Assuming:

$f_s = 1400 \; kg/cm^2 \;, \quad f_c = 65 \; kg/cm^2 \;, \; k_1 = 0.296$

$$d = 0.296 \sqrt{\frac{1230000}{25}} = 65.7 \; cm$$

Take:

$h = 70 \; cm$

وبالتالى نجد أن العمق عند الركيزة يساوى 80 cm وعند المنتصف 60 cm وبذلك أما أن يحتفظ بالعمق 80 cm عند الركيزة ويقـل تـدريجياً وهذا غير مستحب أو نعمل على تقليل العمق فى الكابولى بقدر ما تسمح به الجهود مع زيادة العمق فى الكمرة ولذلك يرفع الجهد فـى الكـابولى إلـى $75 \; kg/cm^2$ وبإعادة الحسابات:

$d = 70 \; cm \text{ and } \; h = 75 \; cm$

حديد التسليح

يمكن تصميم الحديد على أساس العزم الأصلى

$$+A_s = \frac{M+}{k_2 \; d} = \frac{18(10)^5}{(1218)(65)} = 20 \; cm^2$$

$$-A_s = \frac{M-}{k_2 \; d} = \frac{14(10)^5}{(1218)(65)} = 17.7 \; cm^2$$

ومع ذلك يمكن عدم استعمال الحق المشروع فى خفض قيمة العـزم السالب فى هذه الحالة وتصميم القطاع على اساس العزم الكلى 14 m. t.

$$+A_s = \frac{M}{k_2\ d} = \frac{18(10)^5}{(1218)(65)} = 20\ cm^2$$

$7\ \phi\ 19$

$$-A_s = \frac{M}{k_2\ d} = \frac{14(10)^5}{(1218)(70)} = 16.5\ cm^2$$

$6\ \phi\ 19$

مقاومة جهود القص:

التسليح لمقاومة قوى القص:

١- جهود القص عند القطاعات المختلفة:

$$q_1 = \frac{Q}{\left(d - \frac{t}{2}\right) b} = \frac{12\ (10)^3}{65\ (25)} = 7.5\ kg/\ cm^2$$

$$q_2 = \frac{Q}{\left(d - \frac{t}{2}\right) b} = \frac{16\ (10)^3}{65\ (25)} = 10\ \ kg/\ cm^2$$

$$q_3 = \frac{Q}{0.87\ bd} = \frac{11\ (10)^3}{0.87\ (25)(70)} = 7.2\ \ kg/\ cm^2$$

$$q_4 = \frac{Q}{0.87\ bd} = \frac{3\ (10)^3}{0.87\ (25)(70)} = 2.0\ \ kg/\ cm^2$$

٢- جهود القص التى تتحملها الكانات (Two branshes):

$\phi\ 6\ mm \quad at \quad s = 20\ cm$

$$q_{st} = \frac{A_{st}\ f_s}{b\ .\ s}$$

$$= \frac{2\ (0.32)(1400)}{25\ (20)} = 1.8\ kg/cm^2$$

٣- حديد التسليح المطلوب لمقاومة باقى جهود القص:

Bent up steel bars:

$$As_{b1} = \frac{(\text{Area of d. t. d})\ b}{\sqrt{2}\ \ f_s}$$

$$= \left[\left(\frac{7.5 + 5}{2}\right)(1) - (1.8)(1)\right]\frac{100}{\sqrt{2}} \times \frac{25}{1400} = 5.6\ cm^2$$

2 ϕ 19

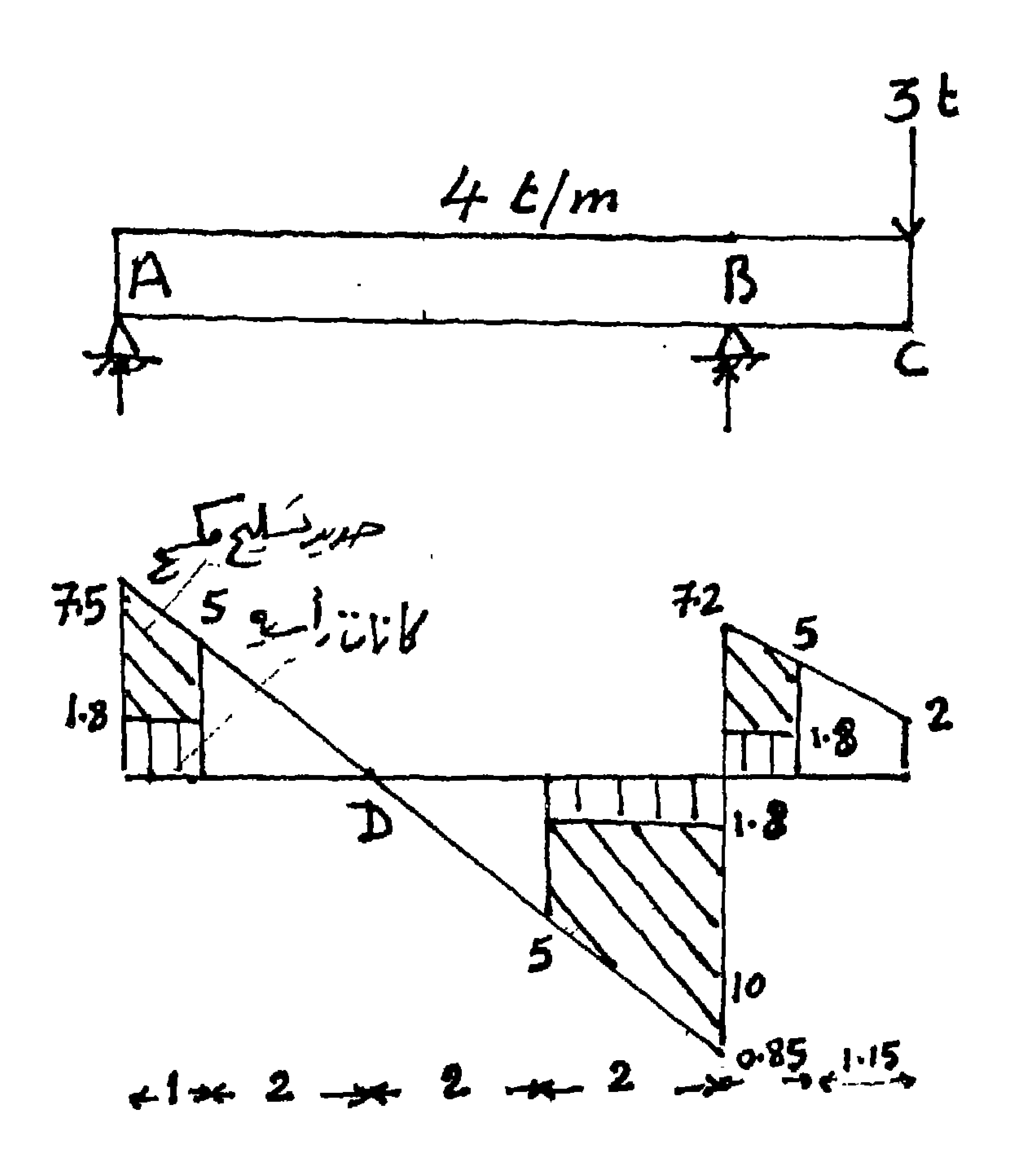
$$As_{b2} = \left[\left(\frac{10 + 5}{2}\right)(2) - (1.8)(2)\right]\frac{100}{\sqrt{2}} \times \frac{25}{1400} = 14.2\ cm^2$$

5 ϕ 19

$$As_{b3} = \left[\left(\frac{7.2 + 5}{2}\right)(0.85) - (1.8)(0.85)\right]\frac{100}{\sqrt{2}} \times \frac{25}{1400} = 4.6\ cm^2$$

2 ϕ 19

See figure (5 – 8)



شكل (5 – 8) توزيع جهود القص وحديد التسليح المطلوب لمقاومة باقى جهود القص (الأسياخ المكسحة) والتى تتحملها الكانات

الباب السادس

Design of Reinforced concrete floor slabs

تصميم الأرضيات (البلاطات) الخرسانية المسلحة

تعريف البلاطات: Definition of Slabs

عبارة عن الجزء المسطح من الخرسانة المـسلحة والـذى يقـاوم الأحمال الواقعة عليه (الأحمال الميتة + الأحمال الحية) وهى تمثل الجـزء مكعبات الخرسانة وتـدعم 2/3 الأكبر من أسطح المبانى الزراعية تقريباً والتى تنقل الأحمال إلـى Beamsالبلاطات من جميع الجوانب بالكمرات . والأحمال Foundationsالأعمدة الخرسانية المسلحة ومنها إلى الأساسات الواقعة على السقف الخرسانى توزع فى الاتجاه العمودى علـى الكمـرات الخرسانية.

أنواع الأسقف (البلاطات): Types of Slabs

1- بلاطـات خرسـانية تـوزع الأحمـال عليهـا فـى اتجـاه واحـد one – way slab تختص بانتقال الأحمال الكلية فى اتجاه واحد وهذا يتحقق إذا كانت النسبة بين طول البلاطة إلى عرض البلاطة أكبر من اثنين أى أن:

$$\frac{L}{s} > 2$$

ويجب أن يكون توزيع حديد التسليح فى اتجاه بحر البلاطة الصغير أى فى اتجاه عرض البلاطة حيث تقاوم عزوم الانحناء المتولدة فى البلاطـة فى اتجاه واحد فقط ويسمى حديد التسليح الرئيسى. ويمكن أن ترتكز البلاطة

من الجانبين بكمرات خرسانية وتوزع الأحمال فى الاتجاه العمودى على ارتكاز الكمرات. كما هو موضح بشكل (6 – 1) وشكل (6 – 2).

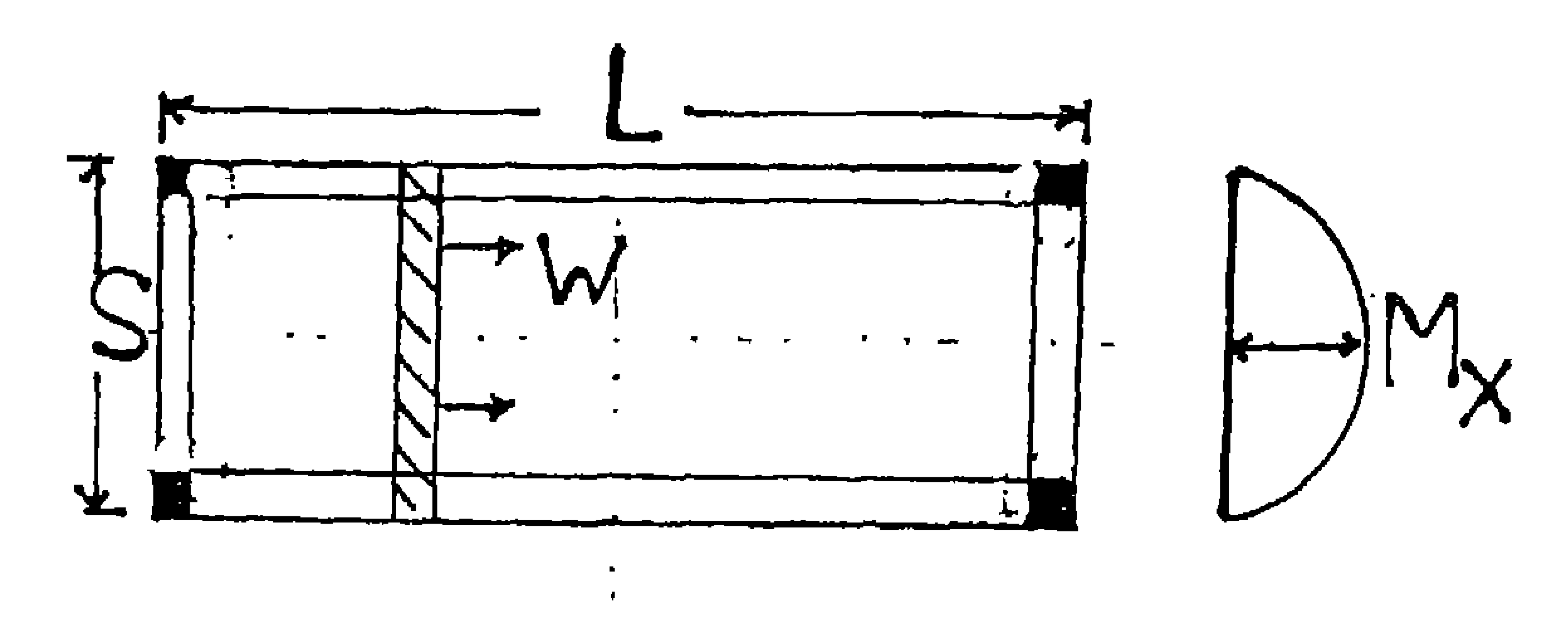
2- بلاطات خرسانية توزع الأحمال عليها فى اتجاهين Two- ways slab وفيها تستند البلاطة على أربعة كمرات مكونة بلاطة مستطيلة أو بلاطة مربعة وذلك لانتقال الأحمال فى اتجاهين وهذا يتحقق إذا كانت النسبة بين طول البلاطة إلى عرض البلاطة أقل من اثنين أى أن $\frac{L}{s} < 2$ وبالتالى يكون توزيع حديد التسليح فى الاتجاهين (منطقة الشد) لمقاومة العزوم المتولدة فى اتجاه (x)، واتجاه (y) نتيجة وجود الأحمال والتى تنتقل إلى الكمرات كما هو موضح بالشكل (6 – 1) وشكل (6 – 2).

3- سمك البلاطات Slabs Thickness يمتد سمك البلاطة الخرسانية (t) فى حالة توزيع الأحمال فى اتجاه واحد one-way slab بحيث أن سمك البلاطة لا يقل عن:

Simply supported $t \geq \frac{L}{44}$ cm

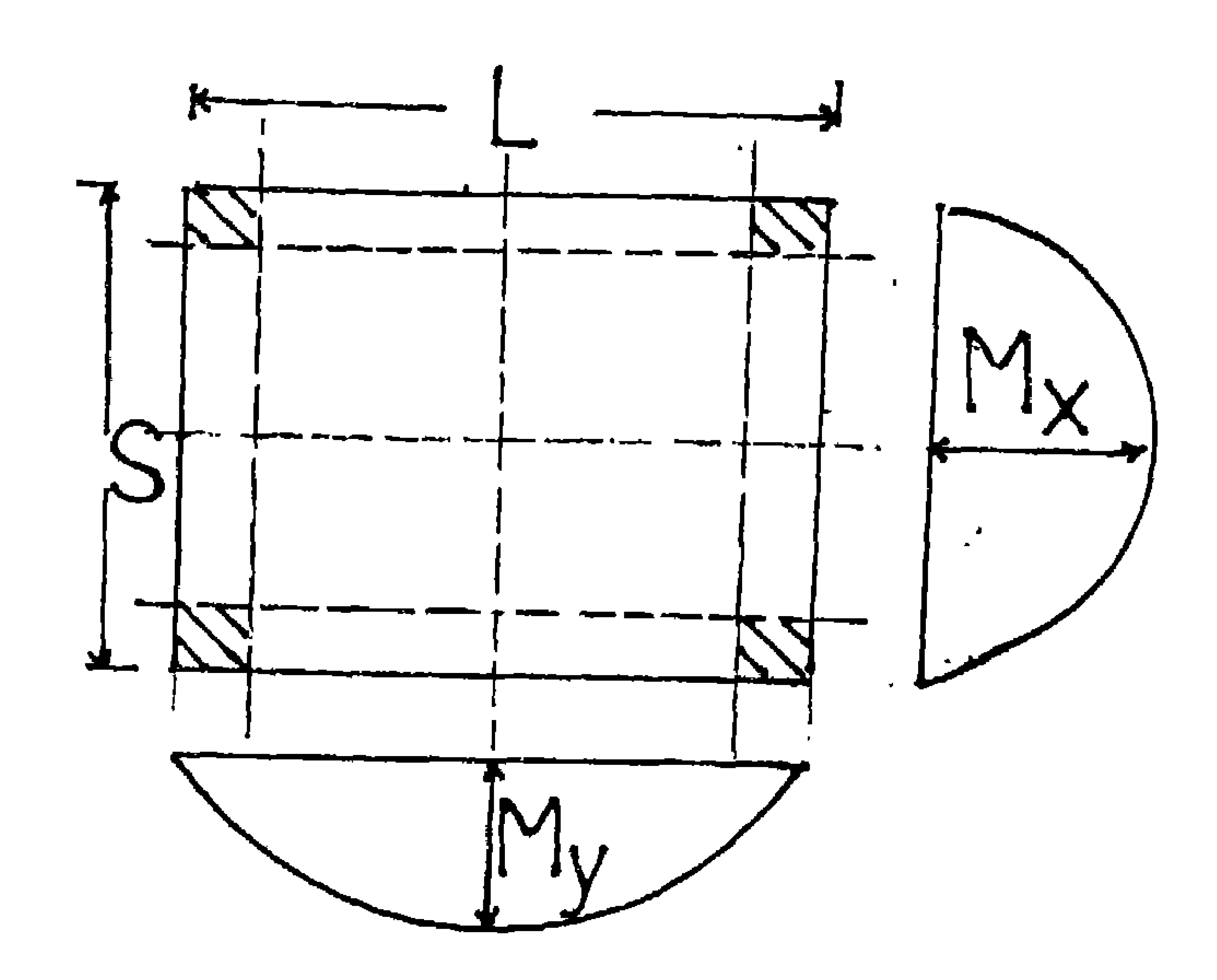
Continuous $t \geq \frac{L}{24}$ cm

Cantilever $t \geq \frac{L}{15}$ cm



أ- بلاطة خرسانية مسلحة توزع عليها الأحمال فى اتجاه واحد

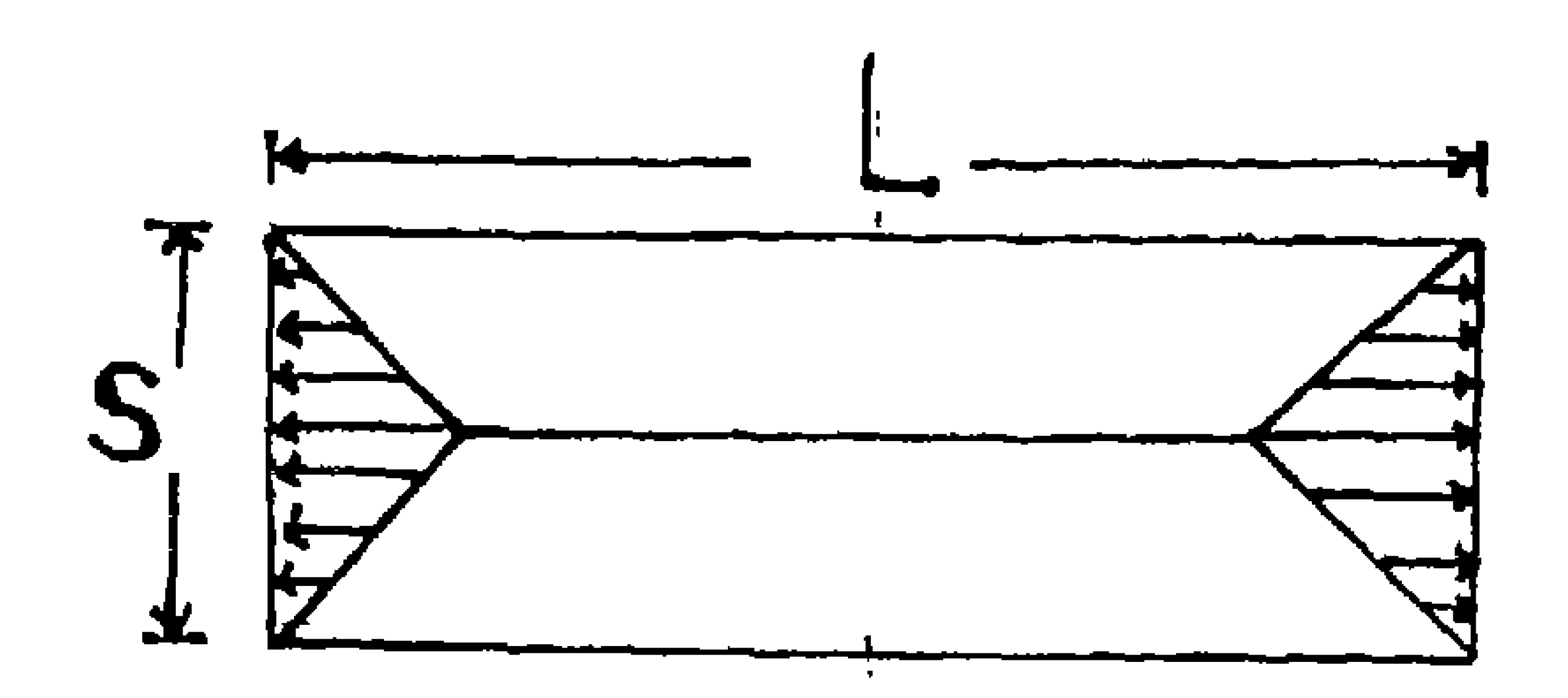
$\frac{L}{S} > 2$ حيث One – way Slab



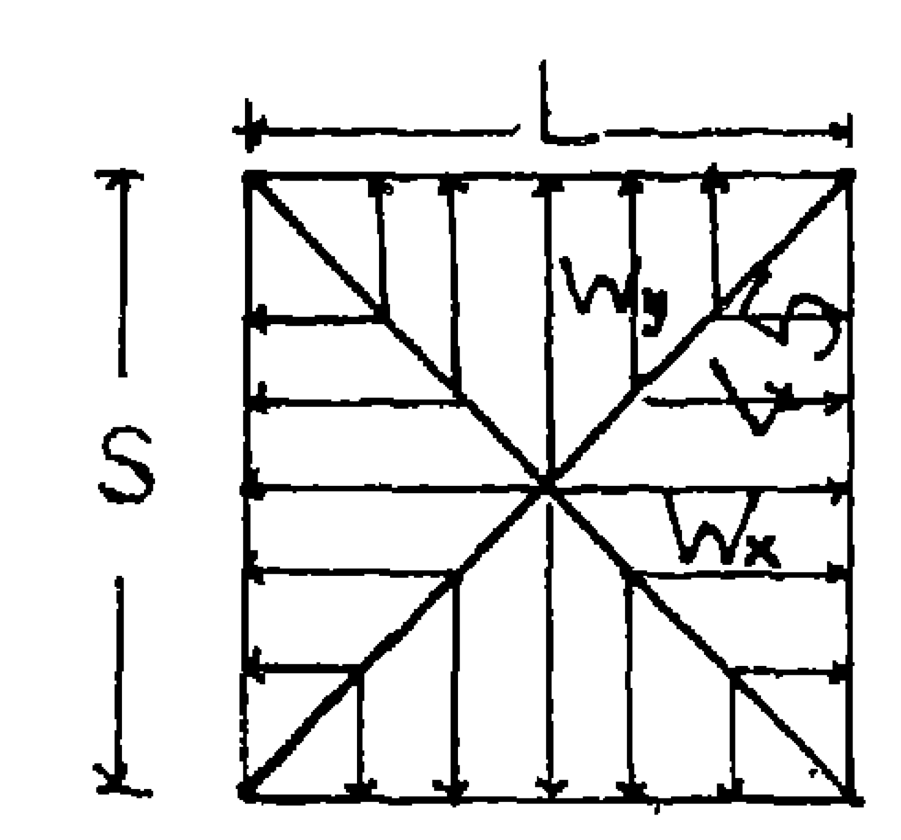
ب- بلاطة خرسانية مسلحة توزع عليها الأحمال فى اتجاهين x ,y حيث

$\frac{L}{S} < 2$ حيث Two – ways slab

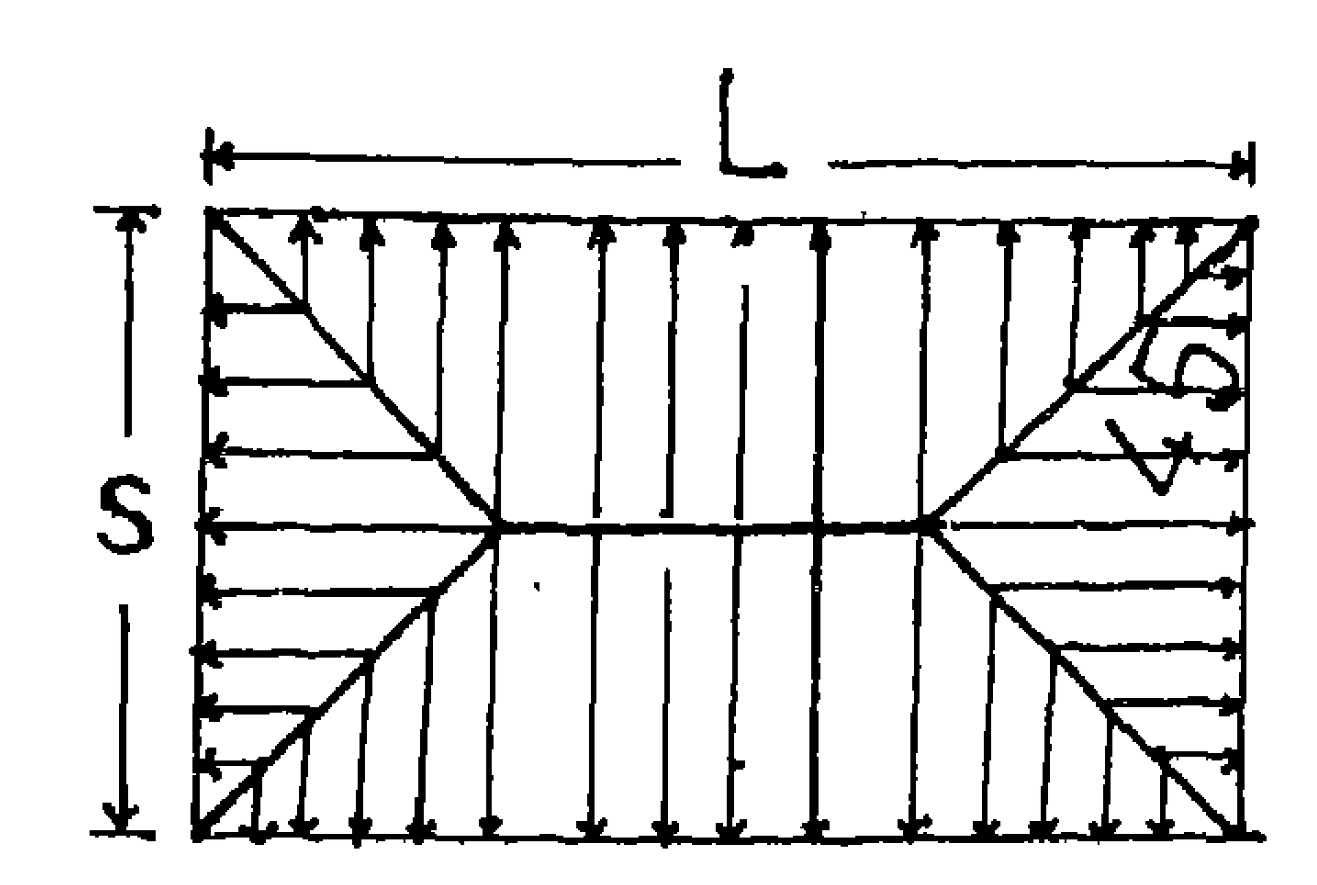
شكل **(6 – 1)** يوضح أنواع الأسقف (البلاطات) الخرسانية المسلحة



أ- توزيع الأحمال والتسليح فى اتجاه واحد Rectangular one-way slab



ب- توزيع الأحمال والتسليح فى اتجاهين (البلاطة المربعة)
Square two-ways slab



ج- توزيع الأحمال والتسليح فى اتجاهين (البلاطة المستطيلة)
Rectangular two-ways slab

شكل (6 – 2) توزيع الأحمال للبلاطة الخرسانية المسلحة

فى اتجاه واحد وأيضا فى اتجاهين

ولا ينبغي أن يقل سمك البلاطة عن $t \geq 8$ cm ويؤخذ Span length L على إنها المسافة بين مركزى الركيزتين أو تؤخذ على أنها المسافة بين الحافة الداخلية للركيزتين (ℓ) Clear span كما هو موضح بالشكل (6 - 3) أى أن:

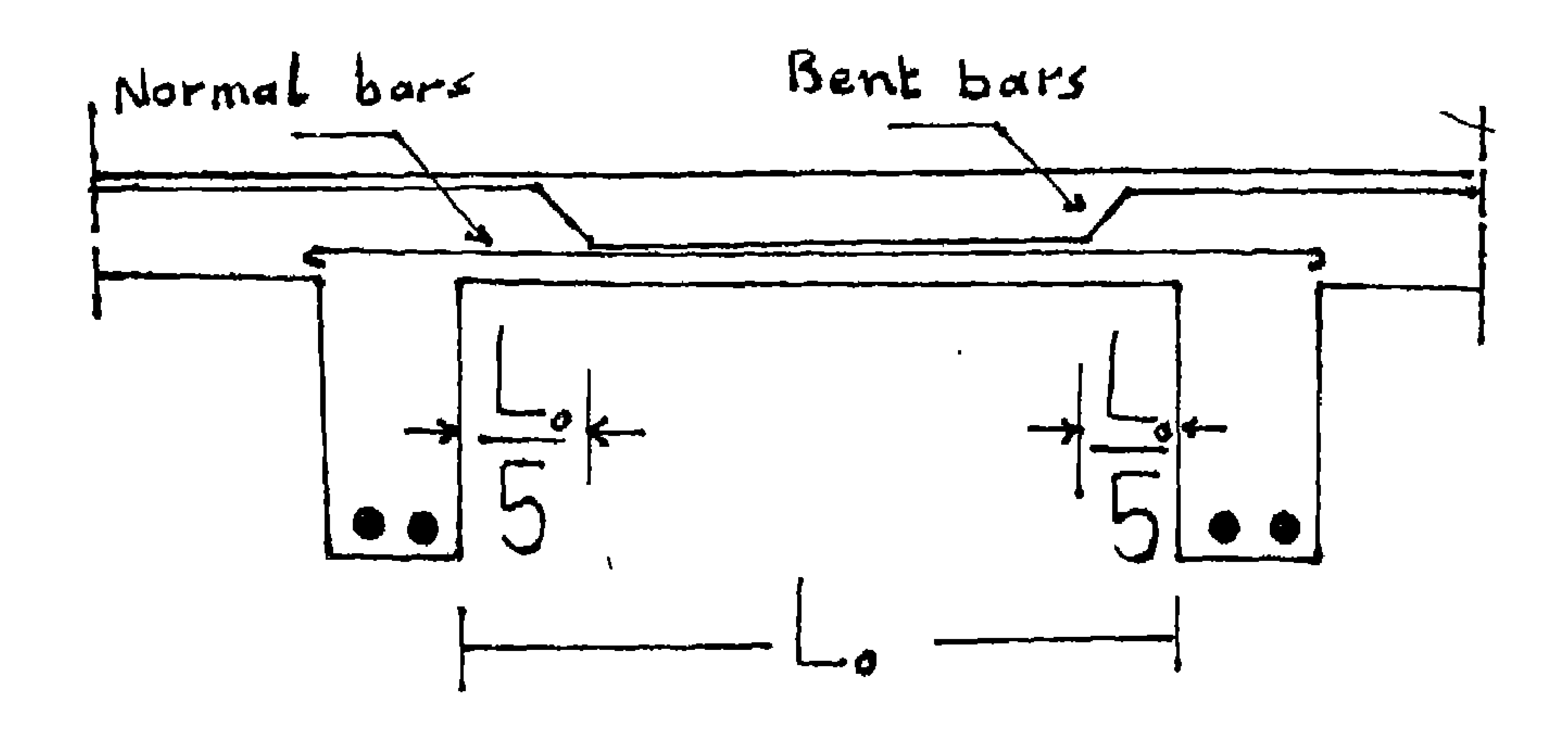
$$\ell = 1.05\ L$$

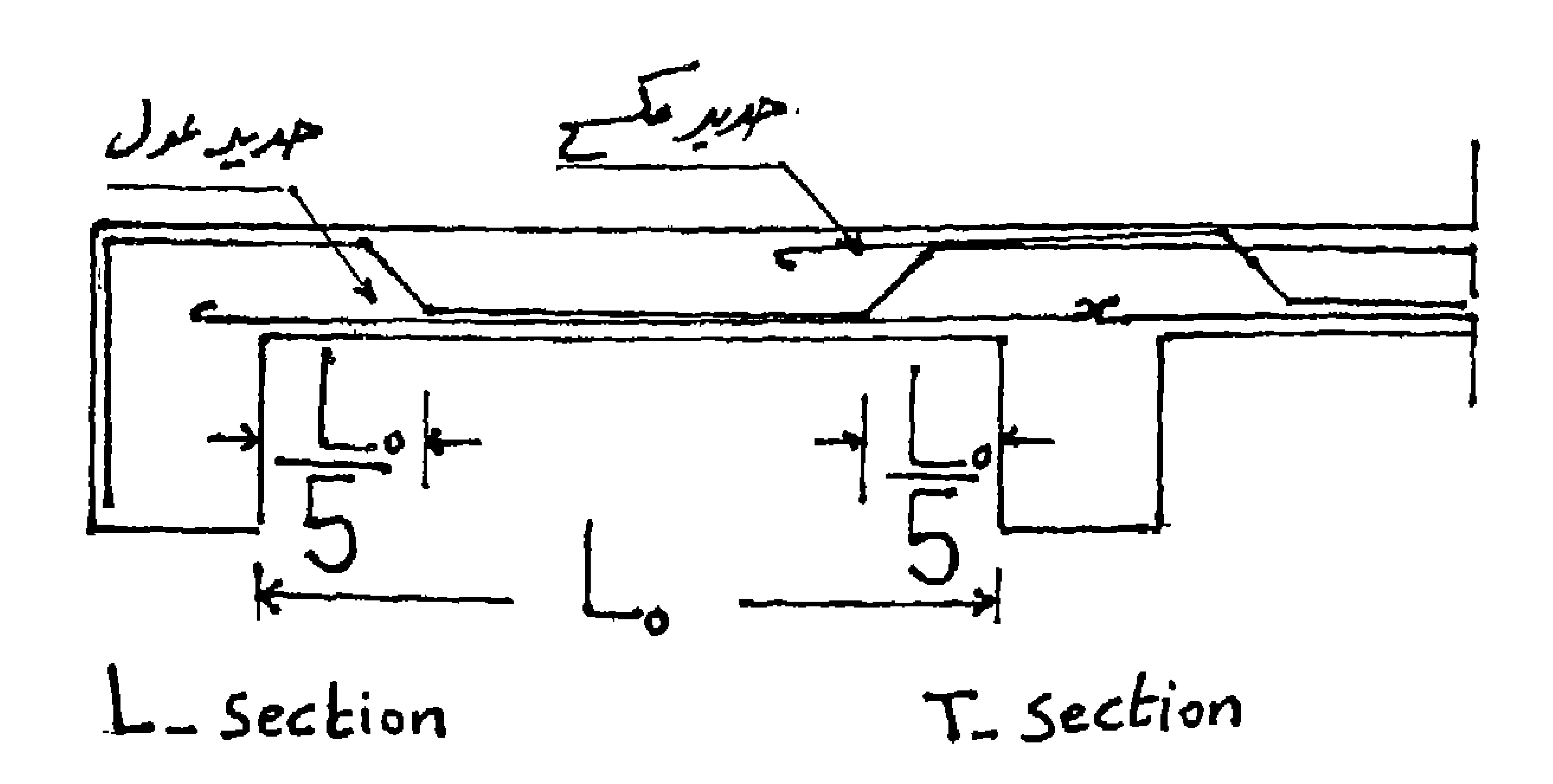
الركائز Supports

ترتكز البلاطات الخرسانية المسلحة إما على حائط من الطوب لا يقل سمكه عن نصف طوبة أو على كمرات خرسانية مسلحة بحيث لا يقل عرض الركيزة عن سمك البلاطة ولا عن 8 cm.

عزوم الانحناء Bending Moments

يوضح الشكل (6 - 4) حساب أقصى عزوم الانحناء كدالة لنوع الكمرات الخرسانية (كمرة بسيطة، كمرة مستمرة، .... ألخ) الحاملة للسقف ويتوقف ذلك على معامل Coefficient يتوقف على عدد البلاطات فى السقف ويلاحظ أن معامل كمرات الأطراف الثابتة هو $\frac{1}{10}$ أما فى الوسط $\frac{1}{12}$ إما بإشارة موجبة فى وسط الكمرات أو بإشارة سالبة فوق الركائز.





شكل (6 – 3) تسليح البلاطات الخرسانية

(حديد التسليح عدل، وحديد تسليح مكسح)

جهود التشغيل Allowable Unit Stresses

1- جهود التشغيل فى الخرسانة f_c كدالة لسمك البلاطة (t).

t , cm	8 - 10	10 - 12	12 - 20	> 20
$f_c, \frac{kg}{cm^2}$	40	45	50	60

ويلاحظ أن جهد التشغيل يزيد مع زيادة سمك البلاطة الخرسانية

2- جهود التشغيل لحديد التسليح f_s حديد عالى المقاومة 36/ 52

$$f_s = 1200 \quad kg/cm^2$$

$$f_s = 1400 \quad kg/cm^2$$

المواصفات الفنية لحديد التسليح فى الكود المصرى:

1- لا ينبغى أن يقل حديد التسليح الرئيسى فى البلاطة عن 0.25% من مساحة المقطع المطلوب للبلاطة.

2- يجب أن يمتد صلب التسليح بحيث يغطى منطقة الشد ويمتد إلى ما بعد نهايتها لما يكفى لعمل الرباط اللازم بينه وبين صلب التسليح من البلاطة المجاورة (حوالى ϕ 40) شكل (6 – 3).

3- تحت تأثير الأحمال العادية Uniform Load ينبغى أن يكسح نصف حديد التسليح اللازم فى وسط الفتحة (لعزم الانحناء الموجب) وذلك على بعد حوالى $L_o / 5$ من وجه الركيزة يكسح إلى السطح العلوى من البلاطة وأن يمتد بطول يساوى $\frac{1}{4}$ الفتحة المجاورة فى البلاطة مضافا إليه φ 40.

4- لا ينبغى أن تزيد المسافة بين حديد التسليح الرئيسى فى وسط البلاطة عن مرة ونصف سمك البلاطة ولا عن 20 cm إلا فى البلاطات التى يقل سمكها عن 10 cm فقد يجوز فيها استخدام 6 أسياخ من حديد التسليح على الأقل فى المتر.

5- لا ينبغى أن يقل كمية حديد التسليح المستقيم والممتدة من وسط البلاطة إلى الركائز عن 1/3 صلب التسليح فى وسط البلاطة.

6- لا ينبغى أن يقل مساحة حديد التسليح الثانوى والمتعامد على صلب التسليح الرئيسى عن 1/5 مساحة هذا التسليح الرئيسى ولا عن 4 φ 6 mm فى المتر ومن الملاحظ أن هذا التسليح يخدم الأغراض الآتية:

أ- ربط حديد التسليح فى موضعه.

ب- لمقاومة الجهود الناتجة من تغير درجة الحرارة فى الخرسانة أو ميل الخرسانة للانكماش.

ج- لمقاومة عزوم الانحناء التى تتولد فى الاتجاه العمودى على الاتجاه الرئيسى.

7- لا ينبغى أن يقل قطر حديد التسليح الرئيسى المستقيم عن φ 6 mm، والمكسح عن φ 8 mm.

8- يستحسن عدم استعمال أنواع مختلفة من الأقطار فى البلاطات ومن الأحسن ألا يزيد عدد الأقطار عن اثنين (φ 10mm & φ 8mm).

9- يراعى استمرار كانات وحديد تسليح الأعمدة فى الكمرات والبلاطات عند أماكن الاتصال.

10- الغطاء الخرسانى لأسياخ حديد التسليح يساوى 1.5 cm فى البلاطات.

11- يراعى تكسيح حديد التسليح الثانوى والرئيسى فى البلاطات بزاوية 45°.

12- مقاومة الخرسانة المسلحة للبلاطات بعد مرور 28 يوم يجب ألا تقل عن $250\ kgs/cm^2$.

13- يراعى تكسيح نصف حديد التسليح الرئيسى أو الثانوى وفى حالة اختلاف قطر حديد التسليح فى نفس البلاطة يتم تكسيح الأسياخ ذات القطر الأكبر.

14- كمية حديد التسليح الثانوى (الفرشة) لا يقل عن 4 أسياخ بقطر $\phi\ 6\ mm$ فى المتر الطولى وقيمته تساوى $A'_s = \frac{1}{5} A_s$.

15- سمك البلاطة الخرسانية t يتحدد بإضافة سمك الغطاء بحيث أن $t = d + 1.5\ cm$

تصميم البلاطات الخرسانية المسلحة ذات الاتجاه الواحد

Design of Reinforced Concrete one – way slabs

للتغلب على عزوم الانحناء الناتجة فى البلاطـات الخرسـانية يـتم توزيع الأحمال فى اتجاه واحد علـى أنهـا قطـاع فـى كمـرة بعـرض b = 100 cm ويطبق جميع القوانين السابق ذكرها فى تصميم القطاعات الخرسانية وحديد التسليح فى جانب جهود الشد ويمكن استخدام الجداول فـى التصميم لأخذ قيم k , j , k_1 , k_2 حيث يمكن إيجاد سمك البلاطة الخرسانية وكمية حديد التسليح اللازمة لمقاومة عزوم الانحناء المتولدة نتيجة الأحمـال الحية والميتة فى الخطوات التالية:

1- إيجاد عمق البلاطة الخرسانية من العلاقة الآتية:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

حيث أن:

K_1 ثابت يمكن إيجاده من الجدول.

M_{max} أقصى عزوم انحناء متولدة بالبلاطة.

b طول البلاطة وسوف يؤخذ على أنه 100 cm

2- إيجاد مساحة حديد التسليح من العلاقة الآتية:

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 \; d}$$

حيث أن:

K_2 ثابت يمكن إيجاده من الجداول.

d عمق البلاطة الخرسانية.

M_{max} أقصى عزوم انحناء متولدة بالبلاطة.

وحيث أن:

$$k_2 = f_s\left(1-\frac{k}{3}\right) = f_s\ j$$

فيمكن إيجاد مساحة حديد التسليح من العلاقة الآتية:

$$A_s = \frac{M_{max}}{d\ j f_s}$$

حيث:

j معامل يمكن تحديده من الجدول(6 – 1) الآتى:

Table (6 -1): Design Coefficients, k_1 , k_2 and j

f_c , kg/ cm^2	f_s = 1200 kg/ cm^2			f_s = 1400 kgs/ cm^2		
	K_1	K_2	j	K_1	K_2	j
40	0.410	1058	0.890	0.430	1260	0.900
45	0.375	1055	0.880	0.390	1245	0.890
50	0.345	1045	0.870	0.360	1235	0.885
55	0.320	1035	0.865	0.335	1225	0.880
60	0.300	1027	0.857	0.313	1220	0.870

ملحوظة:

يمكن رفع الجهد المسموح به فى الخرسانة عند الركائز حيث العزوم السالبة أكبر ما يمكن بما يعادل $5\ kg/cm^2$ عنه عند الجهود المسموح بـه فى الخرسانة فى وسط الفتحة span حيث العزوم الموجبة أكبر ما يمكن.

Example (1):

Design a slab subjected to maximum bending moment M_{max} = 1.6 m.t. Allowable unit stresses for concrete and steel bars are 50 kg/ cm^2 and 1400 kg/ cm^2 respectively as shown in figure (4 – 6).

Solution:

From design coefficient of table for stresses

$f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$k = 0.349$ $j = 0.884$

$k_1 = 0.360$ $k_2 = 1235$

Effective depth of section:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} = 0.360 \sqrt{\frac{(1.6) \cdot (10^5)}{100}} = 14.4 \text{ cm}$$

$$t = d + 1.6 = 14.4 + 1.6 = 16 \text{ cm}$$

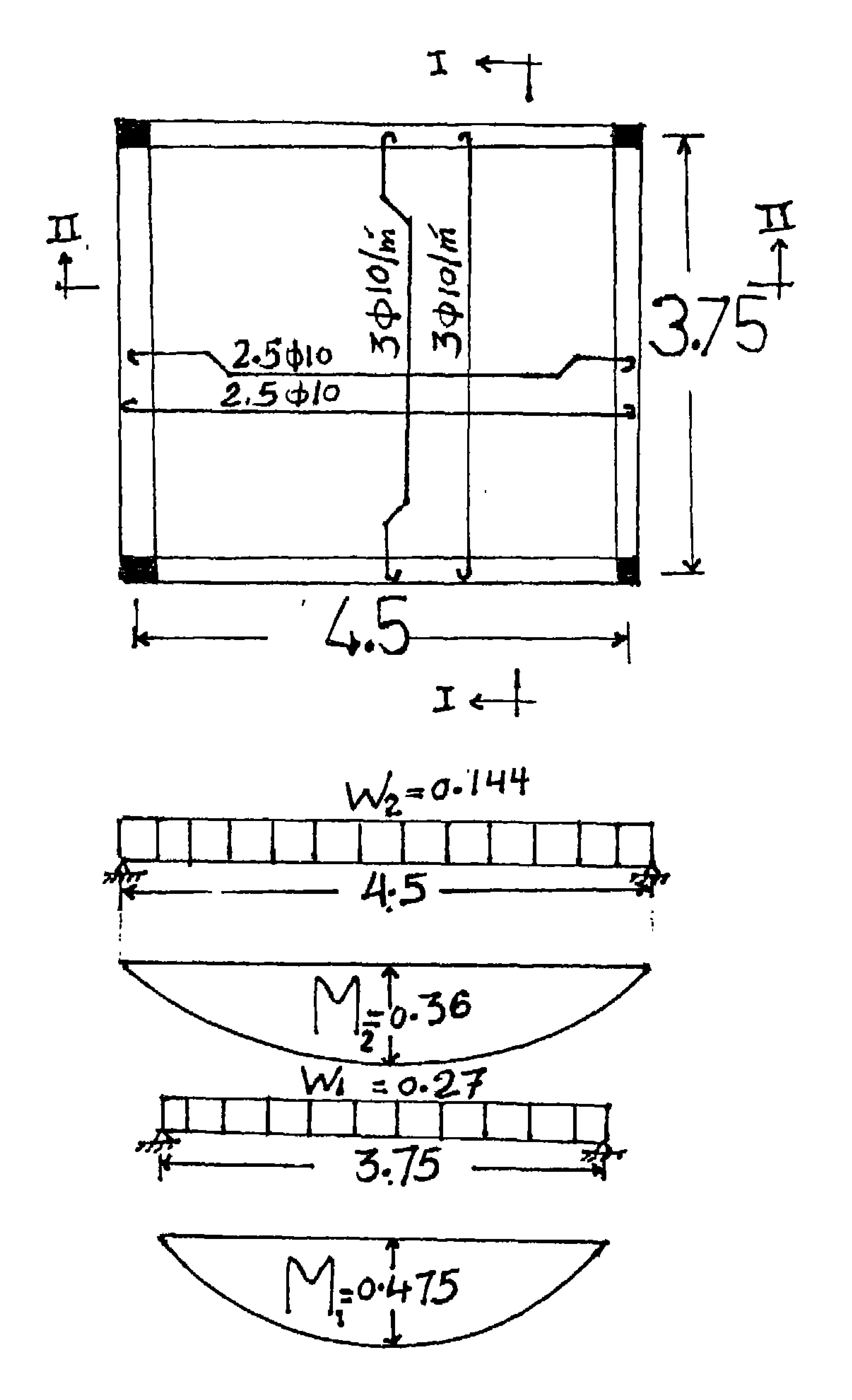
Reinforcement Area:

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 \ d} = \frac{(1.6)(10^2)}{(1235)(14.4)} = 9 \text{ cm}^2$$

Or from the previous table:

$j = 0.885$

$$A_s = \frac{M_{max}}{j \, d \, f_s} = \frac{1.6 \times 10^5}{14.4 \times 0.885 \times 1400} = 9 \text{ cm}^2$$



توزيع حديد التسليح فى اتجاهين للبلاطـــة **(6 – 4)**شكل

4.5 ×.75م3 وتوزيـــع عـــزوم الانحنـــاءات فـــى اتجـــاهين أيـــضاً

Select $7 \phi 13$ mm $(As = 9.39\ cm^2)$ in the main direction (التسليح الرئيــسى) at 15 cm bar distance Distributing steel bars (A'_s) not to be less there 0.2 of the main reinforcement (A_s) with a minimum value of $4 \phi 6$ mm / m length.

$$A'_s = 0.2\ A_s$$

$$= 0.2\ (9.0) = 1.8\ cm^2$$

Select:

$7 \phi 6$ mm $(A'_s = 1.98\ cm^2)$

Example (2):

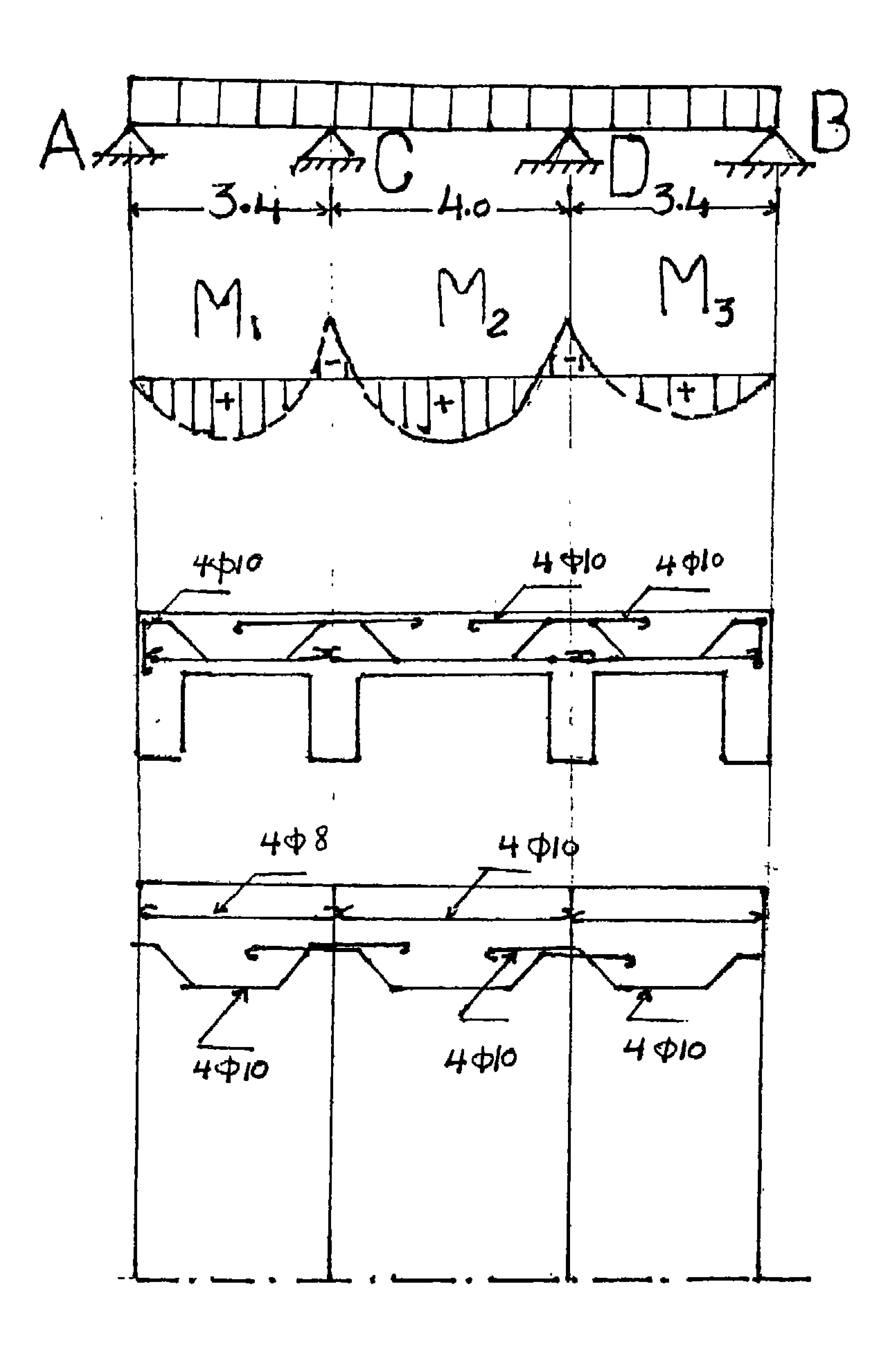
Design a continuous slab subjected to uniform load where the reinforcement is in one – way as shown in figure (5 – 6).

لتصميم البلاطة المستمرة يجب إتباع الخطوات الآتية:

1- حساب الأحمال:

يفــــرض أن ســـــمك البلاطـــــة 11 cm وبالتــــالى وزنهـــــا $w_s = 25 \times 11 = 275\ kg/m^2$، وزن الأرضـــــيات $150\ kg/m^2$، الأوزان الحية $200\ kg/m^2$.

$\therefore$ Total weight $= 275 + 150 + 200 = 625\ kg/m^2$



شكل (6 – 5) توزيع عزوم الانحناء وحديد التسليح للبلاطات المستمرة وذات تسليح رئيسى فى اتجاه واحد.

2- حساب عزوم الانحناء:

$$+M_1 = w_1 L_1^2/10 = \frac{(625)(3.4)}{10} = 722 \text{ kg-m}$$

$$+M_2 = w_1 L_2^2/12 = \frac{(625)(4)^2}{12} = 835 \text{ kg-m}$$

$$+M_3 = +M_1 = 722 \text{ kg-m}$$

$$-M_{1-2} = 1/2 \left(\frac{w_1 L_1^2}{10} + \frac{w_1 L_2^2}{12}\right)$$

$$= 1/2 \ (722 + 835) = 1/2 \ (1557) = 778.5 \text{ kg-m}$$

OR

$$-M_{1-2} = w\left(\frac{L_1 + L_2}{2}\right)^2 /10 = (625)\left(\frac{3.4+4}{2}\right)^2 / 10 = 855\text{kg-m}$$

فى التصميم يأخذ عزوم الانحناء الكبيرة.

3- حساب سمك البلاطة:

$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 45 \text{ kg/cm}^2$

من الجدول $k_1 = 0.39$، من العلاقة سمك البلاطة الأكبر للعزم الموجب:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b}}$$

$$= 0.39 \sqrt{\frac{(835)(100)}{(100)}} = 11.1 \text{ cm} \cong 12 \text{ cm}$$

يجب ملاحظة أن $b = 100\ cm$ وذلك لأن دراستنا علـــى متــر طولى من البلاطة، سمك البلاطة للعزم السالب.

$$d = k_1 \sqrt{\frac{|-M|}{b}} = 0.39 \sqrt{\frac{(855)(100)}{100}} = 11.4 \cong 12\ cm$$

∴ القطاع مضبوط وأخذ عمق القطاع (سمك البلاطة) = $12\ cm$ فى هــذه الحالة يلزم تصميم الحسابات نتيجــة لزيـــادة وزن البلاطـــة بمـــا يعـــادل وزن $25\ kg/m^2$ ويصبح مجموع الأحمال $650\ kg/m^2$ بـــدلاً مـــن $625\ kg/m^2$ وتحسب عزوم الانحناء من جديد.

$$+M_1 = (650)(3.4)^2/10 = 750\ kg-m$$
$$+M_2 = (650)(4)^2/12 = 870\ kg-m$$
$$-M = (650)\left(\frac{3.4+4}{2}\right)^2/10 = 885\ kg-m$$

4- حساب مساحة حديد التسليح:

$$A_s = \frac{M}{k_2 d} \qquad \text{Where} \qquad k_2 = 1245$$

$$A_s(+M_1) = \frac{+M_1}{k_2 d} = \frac{750(100)}{1245(12)} = 5.02\ cm^2$$

$4\phi 10 + 4\phi 8mm$

$$A_s(+M_2) = \frac{+M_2}{k_2 d} = \frac{870(100)}{1245(12)} = 5.82\ cm^2$$

$8\phi 10mm$

$$A_s(-M) = \frac{-M}{k_2 d} = \frac{885(100)}{1245(12)} = 5.92\ cm^2$$

$8\phi 10mm$

5- تحديد المواصفات الهندسية:

أ- أقل عدد من أسياخ الحديد السالب هو 6 أسياخ.

ب- الحديد السالب يعتمد أساساً على الحديد المكسح فـي النـصف ويصبح حديد التسليح المكسح من $+M_1$ هو $4\ \phi\ 10$، ومـن $+M_2$ هو $4\ \phi\ 10$ وتصبح مساحة حديد التسليح فى منطقـة العزم (السالب) $8\ \phi\ 10$ وهى مساوية لحديد التسليح $(-M)$.

6- تحديد كمية الحديد الثانوى:

لا يقل عن 4 أسياخ قطر $6\ mm\ \phi$فى المتر وقيمته تـساوى $\frac{1}{5}A_s$ فى المتر الطولى.

7- اقل مساحة حديد التسليح رئيسى:

$$As_{min} = \frac{0.25}{100}A_c = 0.25\ (100\ x\, t)$$

وبالتالى:

$$As_{min} = \frac{0.25}{100}(100 \times 12) = 3\ \ cm^2$$

8- أقل سمك للبلاطات:

أ- فى البلاطات البسيطة $t_{min} = \frac{s}{35}$

ب- فى البلاطات المستمرة والمثبتة $t_{min} = \frac{s}{44}$

ج- البلاطات الكابولية $t_{min} = \frac{s}{15}$

حيث s عرض البلاطة القصيرة

تصميم البلاطات الخرسانية المسلحة ذات الأحمال موزعة فى اتجاهين

Design of Two – ways Reinforced Concrete Slabs

وتعرف بأنها البلاطات المحملة من الجوانب الأربعة على كمـــرات خرسانية مسلحة لتنقل الأحمال إلى الأعمدة والتى تكون نسبة الطـــول عنـــد جوانب الركائز إلى العرض أقل من (2) والتى يعتبر الأحمال موزعة فـــى اتجاهين x , y وتخضع للعلاقات الآتية (Simple Slab).

$$\frac{L}{s} < 2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$M_x = \frac{W_x \; L}{8} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$M_y = \frac{W_y \; s}{8} \quad \dots\dots\dots (3)$$

حيث أن:

L : The length of span of the Slab

S : The width of Span of the Slab

w_x : Distribution load in x – direction

w_y : Distribution load in y – direction

M_x : Bending moment in x – direction.

M_y : Bending moment in y - direction

لمقاومة هذا العزم لابد من وجود حديد التسليح فى جانب منطقة الشد فى كلا الاتجاهين ويوضح الشكل (6 - 5) توزيع الأحمـــال المنتقـــل إلـــى الركائز Supporting beams.

ملحوظة:

توزيع الأحمال على الجوانب w_x , w_y فــى الاتجــاهين y , x يكون اقل من وزن الحمل الأصلى w أى أن:

$$w_x = w_y < w \quad \text{......(4)}$$

وأيضا عند توزيع الأحمال نجد أن قيمة الحمل فى الاتجــاه الأكبــر ستكون أقل من توزيع الحمل فى الاتجاه الأصغر ويمكــن اعتبــار توزيــع الأحمال طبقا للمواصفات الفنية المصرية كالآتى فى حالة الكمرة البسيطة.

$$w_x = \alpha w \quad \text{......(5)}$$

$$w_y = \beta w \quad \text{......(6)}$$

$$r = \frac{L}{s} \quad \text{......(7)}$$

ويمكن استنتاج قيم للثوابت α , β بتطبيق المعادلات الآتية:

$$\alpha = 0.5\, r - 0.15 \quad \text{......(8)}$$

$$\beta = 0.35 / r^2 \quad \text{......(9)}$$

جدول (6 - 2) يوضح معاملات توزيع الأحمال:

Table (2 - 6) load distribution according to Egyptian code

r	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.35	0.40	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.70	0.75	0.8	0.85
β	0.25	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09

وقيمة r أيضاً تتوقف على نوع الركائز وشكل البلاطات ويمكن تحديد ثوابت تتوقف على نقطة الانقلاب لعزوم الانحناء Point of Inflection بحيث أن:

$$\ell = C_1 L \qquad (10)$$

$$s = C_2 S \qquad (11)$$

ويوضح الأشكال الآتية قيمة الثوابت c_1 , c_2 لحساب قيمة r من العلاقة الآتية:

$$r = \frac{\ell}{s} = \frac{C_1 L}{C_2 S} \qquad (12)$$

كمرة بسيطة Simple beam

$$c_1 = c_2 = 1$$

كمرة ممتدة الطرف الواحد Continuous beam in one end

$$c_1 = c_2 = 0.87$$

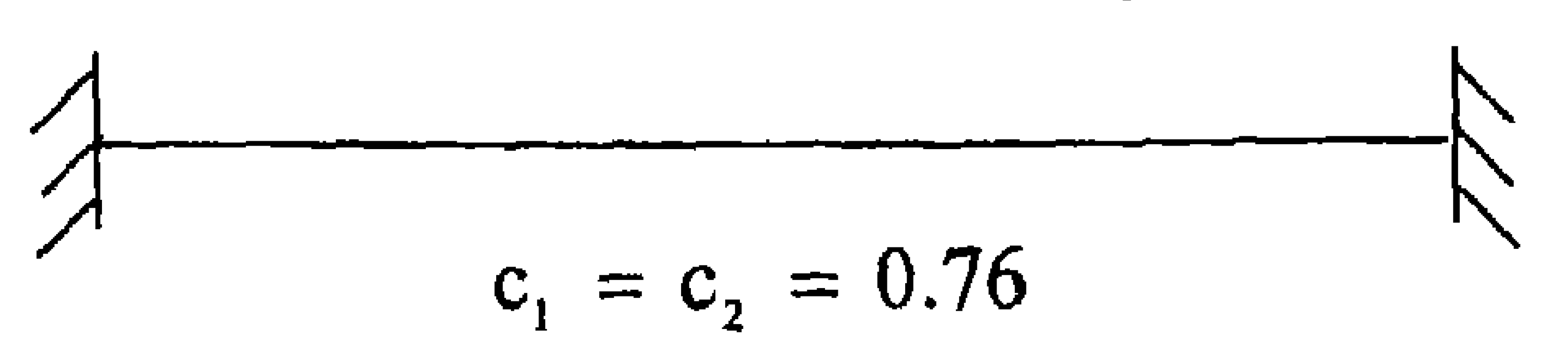
كمرة مثبتة فى طرف واحد

$$c_1 = c_2 = 0.87$$

كمرة ممتدة الطرفين

$$c_1 = c_2 = 0.76$$

كمرة ذات ركزتين ثابتتين



$$c_1 = c_2 = 0.76$$

وتوجد بعض الملاحظات عند تصميم البلاطات فى الاتجاهين:

1- تصميم البلاطة الخرسانية المسلحة على العزم الموجب الأكبر M_x أو M_y ويكون حديد التسليح الرئيسى Main Reinforcement هو المطلوب للعزم الأكبر فى القيمة ويكون عمق القطاع d_1.

$$d_1 = t - 1.5 \text{ cm}$$

$$\cong \left(t - 1 - \frac{\phi}{2}\right) \text{ cm}$$

ويصمم التسليح الثانوى Distribution Reinforcement على أساس العمق d_2 بحيث:

$$d_2 = t - 2.5 \text{ cm}$$

$$\cong (t - 1 - 1.5\ \phi)$$

2- يجب مراعاة العزوم السالبة عند الركائز ويجوز استعمال جهود تشغيل للخرسانة عند الركائز أكبر من جهود تشغيل الخرسانة فى وسط البلاطات بمقدار 5 kg/cm^2.

3- يجب ألا يزيد الفرق فى سمك البلاطات المتجاورة عن 2 cm.

Example (3):

Design a simply supported rectangular solid slab of effective spans 4.5 × 3.73 m, Subjected to live load L.L = 200 kg/ m^2. Weight of roof covering material =150 kg/ m^2. Allowable unit stresses are $f_c = 50 \text{ kg/cm}^2$ and $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ as shown in figure (6 – 6).

Solution:

$$\text{assume } t = \frac{375}{50} = 7.5 \text{ cm}$$

$$t_{min} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{say } t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{own wt. of R.C slab} = 0.1 \times 2500 = 250 \text{ kg/ m}^2$$

Covering $= 150 \text{ kg/m}^2$

D.L $g = 400 \text{ kg/m}^2$

L.L $p = 200 \text{ kg/m}^2$

$w = 600 \text{ kg/m}^2$

$$r = \frac{4.50 \times 1}{3.75 \times 1} = 1.2 < 2$$ Two ways slab

$$\alpha = 0.5\,r - 0.15 \quad , \quad \beta = 0.35 / r^2$$

$$\alpha = 0.5 \times 1.2 - 0.15 = 0.45, \qquad \beta = \frac{0.35}{(1.2)^2} = 0.24$$

$$w_1 = 0.45 \times 0.6 = 0.27 \ t/m^2$$

$$w_2 = 0.45 \times 0.6 = 0.144 \ t/m^2$$

Sec. I – I

$$M = \frac{0.27 \ (3.75)^2}{8} = 0.475 \ t.\ m$$

Sec. II –II

$$M = \frac{0.144 \ (4.5)^2}{8} = 0.36 \ t.\ m$$

$$C_{28} = 180 \ kg/cm^2 \quad , \quad f_c = 50 \ kg/cm^2$$

$$f_s = 1400 kg/cm^2 \ , \quad k_1 = 0.36 \quad , \quad j = 0.885$$

$$d_2 = 0.36 \sqrt{\frac{0.475 \times 10^5}{100}} = 7.8 \text{ cm}$$

$$\therefore \ t = 7.8 + 1 \rightarrow 2 \cong 10 \ cm$$

$$\therefore \ d = 10 - 1.5 = 8.5 \ cm \quad , \ d_2 = 8.5 - 1 = 7.5 \ cm$$

Sec. I – I

$$k_2 = j\, f_s = 0.885 \ (1400)$$

$$\cong 1235$$

$$A_s = \frac{M}{j\, d_1\, f_s}$$

$$A_s = \frac{0.475 \times 10^5}{0.885 \times 8.5 \times 1400} = 4.5 \text{ cm}^2 \qquad 6\ \phi\ 10/\ \text{mm}$$

Sec. II - II

$$A_s = \frac{M}{j\, d_2\, f_s}$$

$$A_s = \frac{0.36 \times 10^5}{0.885 \times 7.5 \times 1400} = 3.89 \qquad 5\ \phi\ 10\text{mm}/\text{m length}$$

Example (4)

Design a continuous supported rectangular solid slab of effective spans as shown in the figure, subjected to live load L. L = 250 kg/ m^2 weight of roofing covering material = 200 kg/ m^2. Allowable unit stresses are f_c = 50 kg / cm^2 and f_s = 1400 kg/ cm^2 as shown in figure (6 – 6).

Solution:

assume $t = \frac{400}{60} = 6.7$

$t_{min} = 8$ cm

say t = 10 cm

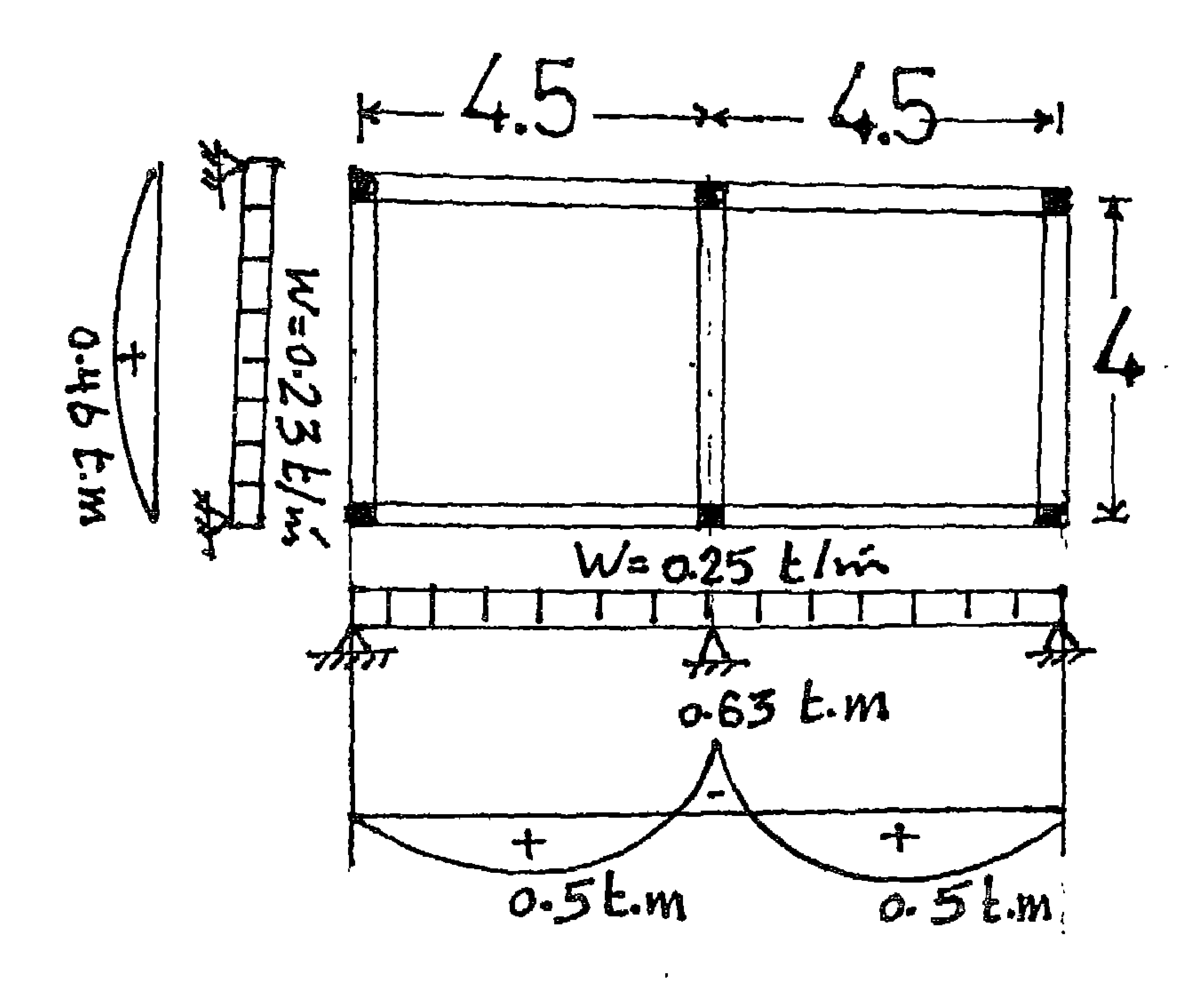
own wt = 0.1 × 2500 = 250

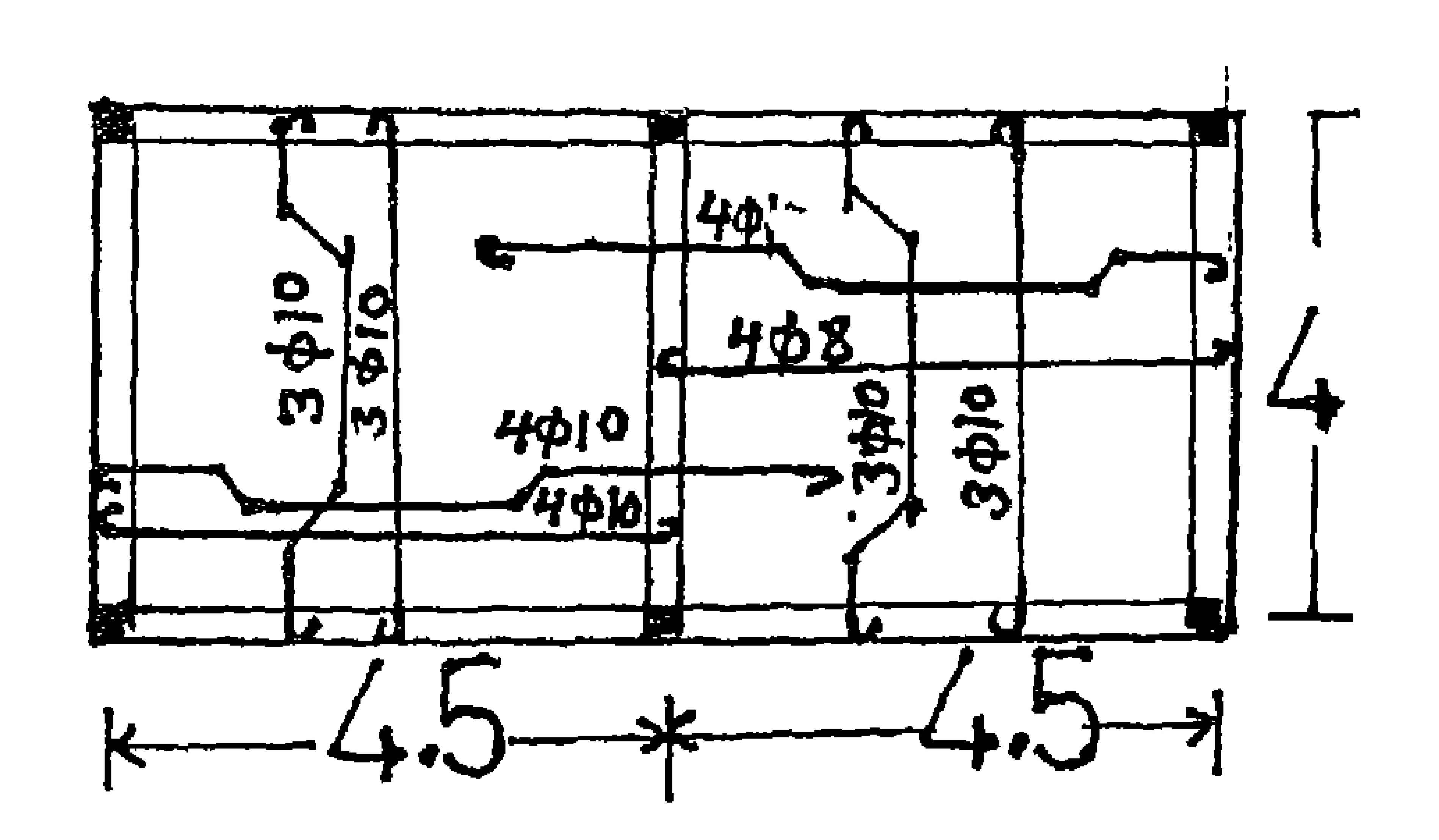
covering = 200

D.L = 450

L.L = 250

w = 700 kg / m^2





شكل (6 – 6) توزيع حديد التسليح وعزوم الانحناء للبلاطة المستمرة ذات الاتجاهين فى التسليح

$$r = \frac{4.5 \times 0.87}{4 \times 1} = 0.97 < 1.0$$

$$= \frac{C_1 + 1}{C_2 + s}$$

$$\therefore\ r = \frac{4 \times 1}{4.5 \times 0.87} = 1.02$$

$$\alpha = 0.5 \times 1.02 - 0.15 = 0.36$$

$$\beta = \frac{0.35}{(1.02)^2} = 0.336$$

$$w_1 = 0.7 \times 0.36 = 0.25\ \ t/m^2$$

$$w_2 = 0.7 \times 0.336 = 0.23\ \ t/m^2$$

Sec. I- I

$$M + ve = \frac{0.25\,(4.5)^2}{10} = 0.5\ \ t.m$$

$$M - ve = \frac{0.25\,(4.5)^2}{8} = 0.63\ t.m$$

Sec. II- II

$$M = \frac{0.23\,(4)^2}{8} = 0.46\ \ t.m$$

$C_{28} = 180\ kg/cm^2$, $f_c = 50\ kg/cm^2$
, $f_s = 1400\,kg/cm^2$

$k_1 = 0.36$, $j = 0.88$

$$d = 0.36\sqrt{\frac{0.63 \times 10^5}{100}} = 9\ cm$$

$\therefore t = 10\ cm$ $\therefore d = 9\ cm$, $d_1 = 8\,cm$

Sec. I – I

$$A_s + ve = \frac{0.5 \times 10^5}{0.88 \times 9 \times 1400} = 4.5 \ cm^2$$

$4 \phi 10 + 4 \phi 8/m$ length

$$A_s - ve = \frac{0.63 \times 10^5}{0.88 \times 9 \times 1400} = 5.7 \ cm^2$$

$8 \phi 10/m$ length

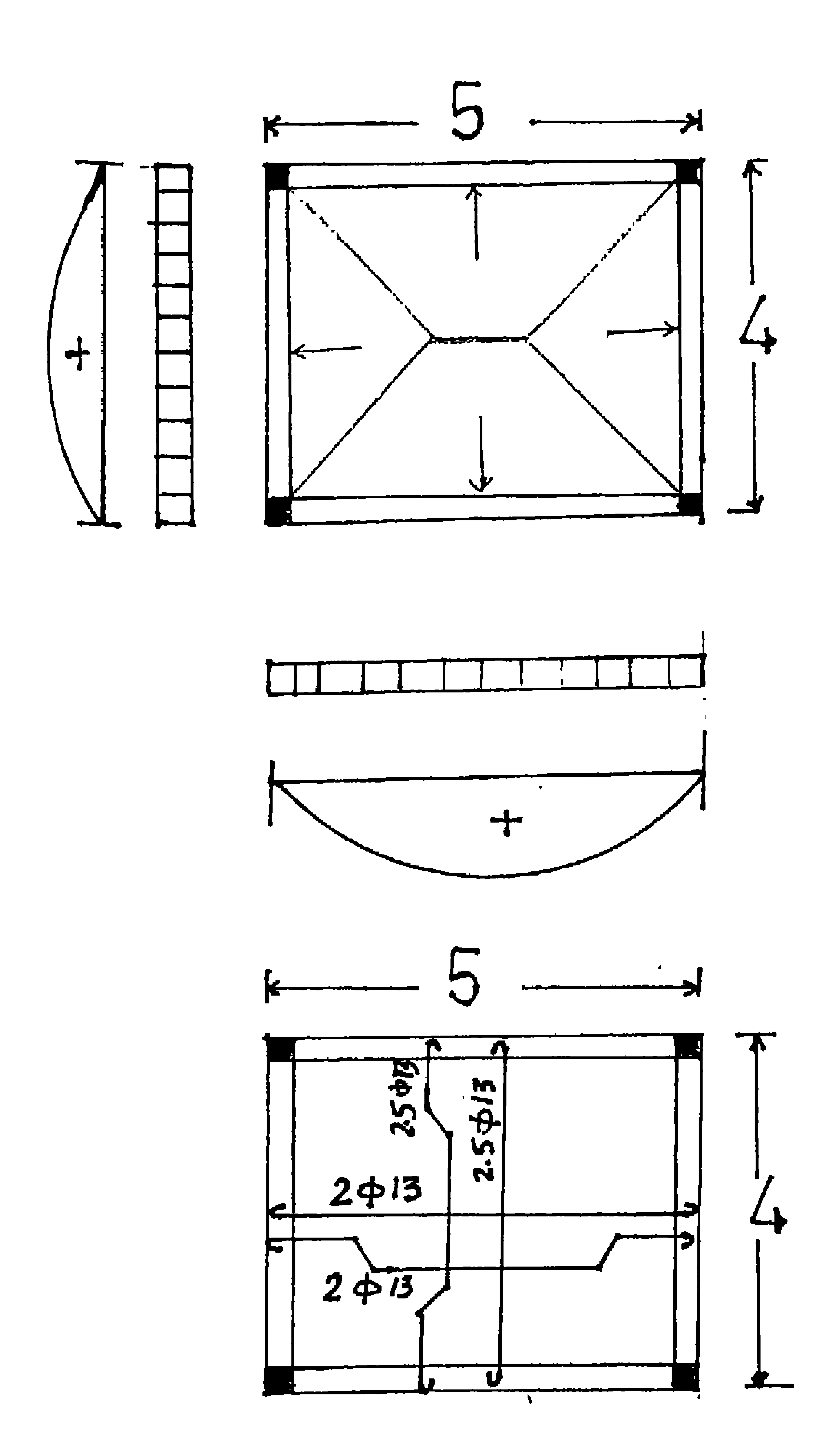
Sec. II – II

$$A_s = \frac{0.46 \times 10^5}{0.88 \times 8 \times 1400} = 4.6 \ cm^2$$

$6 \phi 10/m$ length

Example (5):

صمم بلاطة مستطيلة مرتكزة على ركائز بسيطة بأبعاد معرضه 5 × 4 m (Simply supported rectangular solid slab) لأحمال حية $LL = 400 \ kg/m^2$ وزن تغطية السقف $200 \ kg/m^2$ = covering materials الخرسانة المستخدمة $C_{28} = 180 \ kg/cm^2$، وحديد التسليح عند منطقة التشغيل yield ordinary mild steel $f_y = 2300 \ kg/cm^2$ كما هو موضح بالشكل (6 – 7).



شكل (6 – 7) يوضح عزوم الانحناء وتوزيع حديد التسليح الرئيسى والثانوى
لبلاطة ذات اتجاهين (4 × 5م)

أولاً:

تحديد سمك البلاطة

$$\text{simple supportred } t_{min} = \frac{s}{50} = \frac{400}{50} = 8 \text{ cm}$$

افرض أن سمك البلاطة لهذا السقف = 14 cm

ثانيا:

الأوزان أو الأحمال:

$\text{Own weight of Slabs} = 0.14 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 0.35 \text{ t/m}^2$

Roof covering = 0.200

Total dead load = 0.55

Live Load = 0.400

Total dead and live load = 0.95 t/m

Ratio of rectangular $r = \frac{L}{s} = \frac{c_1 L}{c_2 S}$

$c_1 = c_2 = 1$

$$= \frac{5.0}{4.0} = 1.25$$

$\alpha = 0.475$ $\beta = 0.23$

$\therefore w_1 = \alpha\, w$

$= 0.475 \times 0.95 = 0.45125 \text{ t/m}^2$

$w_2 = \beta\, w = 0.23 \times 0.95 = 0.2185 \text{ t/m}^2$

Bending Moment on short direction:

$$M_s = \frac{0.45125 \times 4 \times 4}{8} = 0.9025 \text{ t.m}$$

Bending Moment on long direction:

$$M_L = \frac{0.2185 \times 5 \times 5}{8} = 0.6828 \text{ t.m}$$

a. Short direction:

$M_{max} = 0.9025$ t.m

$f_c = 55 \quad kg/cm^2$

$f_s = 1400 \quad kg/cm^2$

$k_1 = 0.335$

$k_2 = 1225$

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.335 \sqrt{\frac{0.9025 \times 10^5}{100}} = 10.06 \text{ cm}$$

Take slab thickness = 10 cm

تحسب الأحمال على أساس سمك السقف t = 10 cm.

Own weight of slap = $0.1 \times 1 \times 1 \times 2.5 = 0.250 \ t/m^2$

Covering maximum = $0.200 \ t/m^2$

Total dead load = 0.450

L. L = 0.400

Total dead & Live load = 0.85 t/m^2

Short direction:

$$w_1 = \alpha w = 0.475 \times 0.85 = 0.40375 \text{ m. t}$$

Long direction:

$$w_2 = \beta w = 0.230 \times 0.85 = 0.1955 \text{ m. t}$$

Bending Moment on short direction:

$$M_1 = \frac{0.40375 \times 4 \times 4}{8} = 0.8075 \text{ m . t}$$

Bending Moment on long direction:

$$M_2 = \frac{0.1955 \times 5 \times 5}{8} = 0.610938 \text{ m . t}$$

Reinforcement on short direction (direction of maximum moment)

$$As_1 = \frac{M_1}{k_2\, d} = \frac{0.8075 \times 10^5}{12.25 \times 10} = 6.59 \text{ cm}^2$$

Choose 5 ϕ 13 mm / meter length

Reinforcement on the long direction (direction of minimum moment)

$$As_2 = \frac{M_2}{k_2\, t} = \frac{0.610938 \times 10^5}{12.25 \times 10 \times 100} = 4.987 \text{ cm}^2$$

Choose 4 ϕ 13 mm / meter length

الباب السابع

Design of Reinforced Concrete Foundations or Footings

تصميم الأساسات الخرسانية المسلحة

Definition of foundations تعريف الأساسات

تعرف الأساسات بأنها جزء من الإنشاء تحت سطح التربة يستخدم كركيزة للأعمدة الخرسانية المسلحة والحوائط المختلفة فى مواد الإنشاء من خرسانة، حديد، طوب أو خشب وتقوم الأساسات بنقل الأحمال إلى الأرض. جميع الأراضى تحت الأحمال المختلفة تسبب انضغاط أو تحرك أو إزاحة للتربة لذلك يراعى عند تصميم الأساسات اعتبار المبنى ككتلة واحد من حيث الإزاحة وفى حدود ضيفه جدا ومنع أى إزاحة لجزء من الإنشاء حتى لا يحدث كسر للمبنى وتقليل إزاحة التربة لذلك يجب أن يؤخذ فى الاعتبار.

1- يجب أن تتحمل التربة الاجهادات العالية والضغوط نتيجة الأحمال.
2- توزيع الأحمال على مساحة كبيرة من سطح الأرض لذلك لتقليل ضغط التحميل . Bearing pressure أو Bearing stress

تقسم الأساسات إلى نوعين أساسيين:

1- أساسات ذات مسطحات كبيرة Spread foundations
2- أساسات ذات أعماق كبيرة Deep foundations

ولتنفيذ أى مبنى يستلزم دراسة التربة المقامة عليها المبنى وفهم الخصائص والصفات الهندسية لهذا الموقع وذلك بعمل وإجراء أبحاث التربة الغرض منها:

1- معرفة مدى ملائمة الموقع للأعمال المقترح تنفيذها عليه.

2- اختيار أفضل الطرق للتنفيذ.

3- إعداد أنسب تصميم إقتصادى للمشروع المقترح.

4- اختبار أنسب الأماكن والمواقع لتنفيذ المشروع.

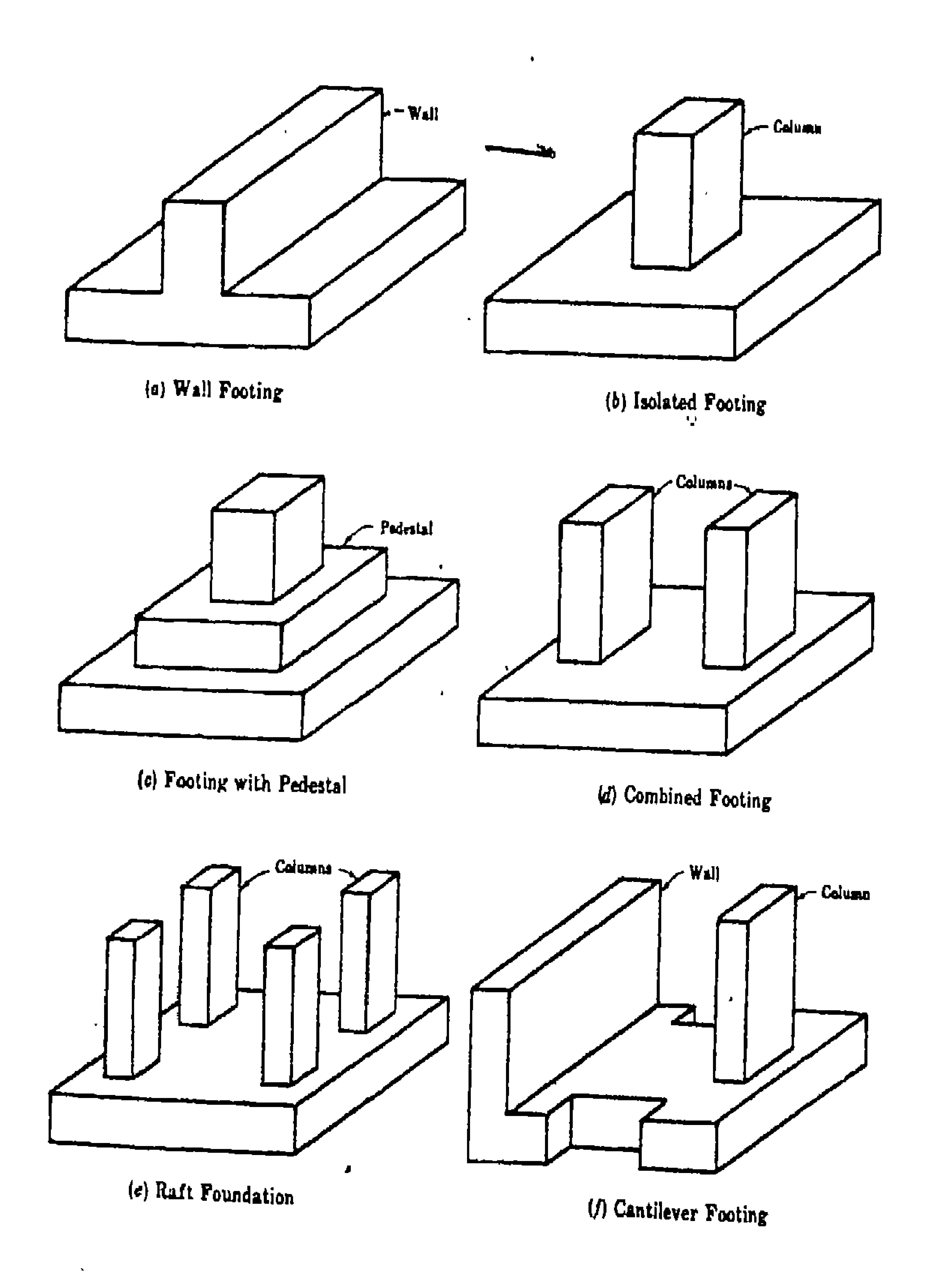
5- تحديد حالة المياه الجوفية ومناسيبها وتأثيرها على الأعمال المقترحة.

لذلك يتطلب بعض البيانات عن أبحاث التربة لتحديد طبقات التربة فى المواقع وصفات كل منها، تحديد نوع وعمق الأساسات المطلوبة، تحديد جهد تربة التأسيس، موقع المياه الجوفية وتأثيرها، ظروف البيئة حول الأساسات ومعالجتها، القيمة المتوقعة للإزاحة أو هبوط المبنى، تحديد مشاكل التربة مثل القابلية للانتفاخ أو الانكماش. ويتم عمل حسابات للتربة عن طريق ثقب رأسى فى موقع المنشأ بفرض الحصول على عينات من التربة لدراستها والتعرف على طبيعة طبقاتها وسمكها وصفاتها وأهم هذه الجسات فى مصر الحفر المكشوفة أو الجسات اليدوية أو الميكانيكية.

أولا: أنواع الأساسات ذات مسطحات كبيرة

Types of spread Foundations

يمكن تصنيف هذا النوع من الأساسات إلى أساسات حاملة الحوائط Wall footings وأساسات حاملة للأعمدة الخرسانية المسلحة Column footings. والأنواع المختلفة من الأساسات كما هو موضح بشكل (7 – 1).



شكل (7 – 1) الأنواع المختلفة من الأساسات الخرسانية المستخدمة في تصميم المبانى الزراعية

1- Wall footing

2- Isolated column footing

3- Footings with pedestal

4- Combined column footing

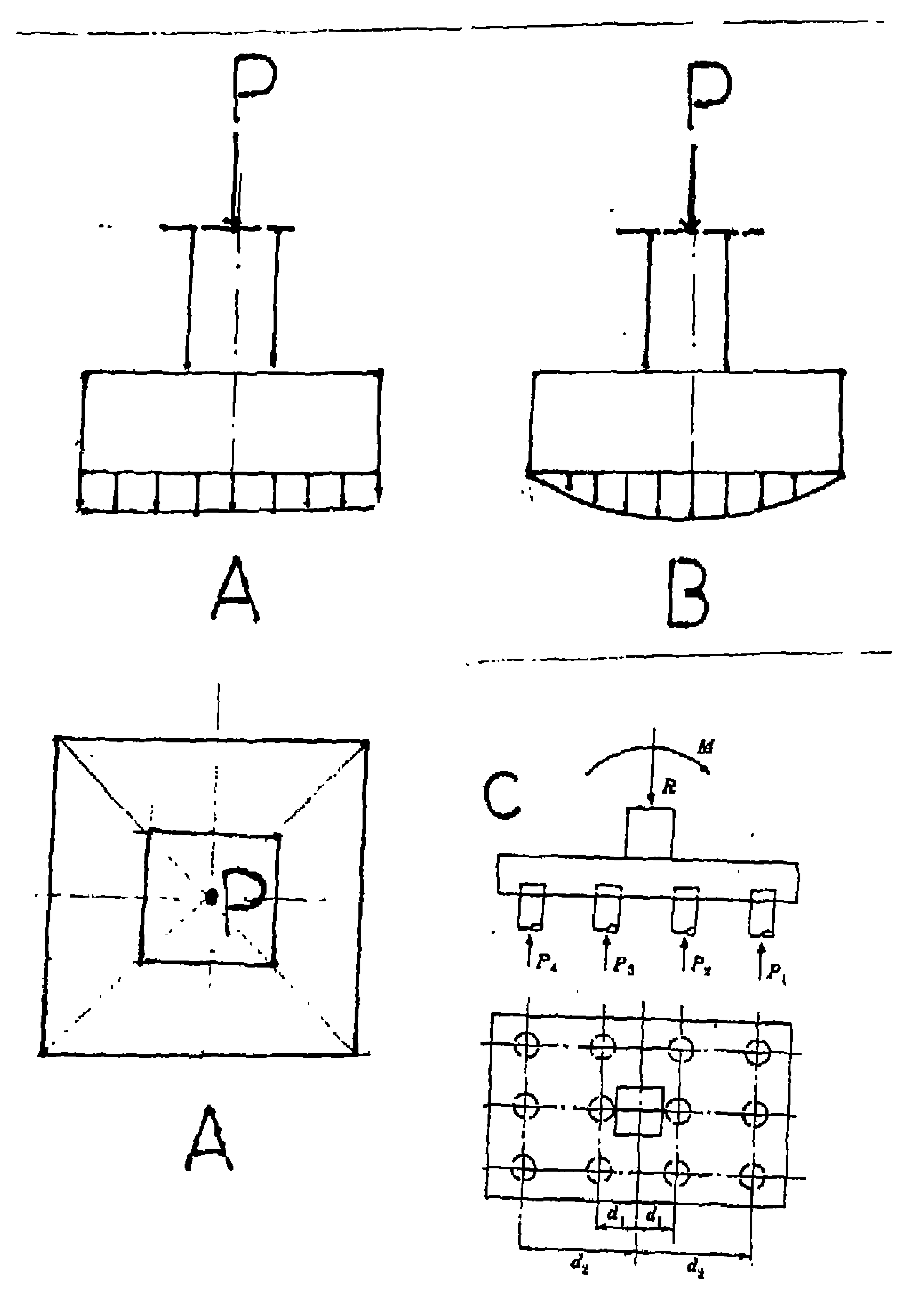
5- Raft foundation

6- Cantilever footing

ويوضح شكل (7 - 1) الأنواع المختلفة من الأساسات المستخدمة فى الأبنية المختلفة مع شرح خصائصها ويلاحظ أن الأساسات أو القواعد المنفصلة Isolated column Footing واسعة الانتشار فى المبانى الزراعية وهى أبسط أنواع الأساسات الخرسانية المسلحة من حيث تصميم الإنشاء والتكلفة وقد تكون الأساسات المنفصلة مربعة الشكل أو مستطيلة، وتصميم الأساسات على أساس حمل محورى Axial Load أو حمل غير محورى Non- Axial Load حيث يحدث عزوم بجانب الحمل المحورى معا، وعادة فإن الأساس المربع هو أبسط أنواع الأساسات للعمود المربع أما إذا كان العمود مستطيل فيفضل أساس مستطيل.

ويلاحظ أيضا نوع التربة المقام عليها الأساس له من الأهمية فى تصميم الأساسات أو القواعد من حيث تربة ضعيفة وأحمال كبيرة يتطلب مساحات كبيرة من الأساسات وبالتالى تصبح غير اقتصادية.

ويؤخذ فى الاعتبار أن الأساسات تنقل الأحمال عموديا على سطح التربة فإذا كان الحمل فى مركز الأساس نجد أن ضغط التحميل Bearing Pressure على مساحة التحميل Bearing Area يكون منتظم Uniform Soil pressure تحت الأساس كما فى الشكل (7 - 2).



شكل (7 – 2) يوضح جهود التحميل على التربة لحمل عمودى في مركز الأساس

A – انتظام جهود التحميل على تربة طينية.

B – عدم انتظام جهود التحميل على تربة محببة .

C– أساسات ذات أعماق كبيرة (الخوازيق).

ولكن الأساسات فى الأراضى المحببة نجد أن ضغط التحميل كبيـر على جوانب أو محيط الأساسات وأقل فى المنتصف وذلك لأن الحمل يسبب مقاومة لقوى القص Shearing Resistance حول محيط الأساس بحيث يزيد من جهد التحميل على الجوانب ويصبح الـشكل توزيـع التحميـل للتربـة للأساسات كما فى شكل (7 - 2).

أما الأراضى الطينية Clay soils نجد أن ضغط التحميل كبير على جوانب أو محيط الأساسات وأقل فى المنتصف وذلـك لأن الحمـل يـسبب مقاومة لقوى القص Shearing Resistance حول محيط الأساس بحيث يزيد من جهد التحميل على الجوانب ويصبح شكل توزيع جهد التحميـل للتربـة للأساسات كما هو موضح بشكل (7 - 2).

ويفضل أن تؤثر الأحمال في مركز الأساس حتى لا يحدث انـزلاق أو ميول للأساسات كما هو موضح بالشكل (7 - 2).

- وتعرف الأساسات أيضا أنها عبارة عن قواعد منفصلة مـن الخرسـانة المسلحة (250 كجم /سم^2 مقاومة الكسر لمكعبات الخرسانة المسلحة بعد مـرور 28 يـوم) ترتكـز علـى قواعـد مـن الخرسـانة العاديـة (180 كجم /سم^2 مقاومة الكسر لمكعبات والخرسانة العادية بعد مـرور 28 يوم) يربط بينها ميدات. وتردم حول الأساسات وتغطـى برمـال متدرجة.
- أيضا غطاء الخرسانة لحدي الأساسات 5 cm ويراعى عزل الخرسانة المسلحة بطبقة من البيتومين المؤكسد الساخن.
- اجهـادات التحميـل الآمـن المـسموح بـه للتربـة المـصرية Allowable Bearing pressure 1.5 kg/cm^2 تحت معامل أمان مـن 3.0 : 2.0 حيث أن:

$$\text{Factor of safety} = \frac{\text{Ultimate Bearing Capacity}}{\text{Allowable Bearing pressure}} \quad ....(1)$$

- حساب أقصى حمل متوقع من العمود (S.L) Service Loads من الأحمال الحية Live Load . والأحمال الدائمة (الميتة) Dead Load إلى منسوب سطح الأرض أو إلى منسوب التأسيس:

$$S.L = D + L \quad ....(2)$$

ويدخل فى حساب الأحمال وزن الأساس وكذلك وزن ما فوق الأساس من الأتربة. ويلاحظ أن الأحمال الحية (L) والأحمال الناتجة من سرعة الرياح (w) تسبب انقلاب للأساس overturn وان الأحمال الميتة (D) تعمل على أتزان الأساس ومقاومة انقلابه.

$$S.L = D + L + w \quad ....(3)$$

- حساب مساحة قاعدة الأساس Required Footing Area(A_{req}) من العلاقة الآتية:

$$A_{req} = \frac{D + L}{q_a} = \frac{p_T}{q_a} = B^2 \quad ....(4)$$

$$q_a = \text{Allowable Bearing Pressure}, kg/cm^2$$

$$p_T = \text{Total Load}, kgs$$

$$A_{req} = \frac{D + L + w}{1.33\, q_a} = \frac{P_T}{1.33\, q_a} \quad ....(5)$$

- ونؤخذ مساحة قاعدة الأساس الأكبر

- وزن الأساس Footing Weight تقريبا 7% :4% من الأحمال الواقعة على العمود

$$\text{Footing Weight} = 0.07\,(P_{dL} + P_{LL}) \quad \text{..................(6)}$$

Where:

P_{dL} = dead Load

p_{LL} = Live Load

- والحمل الكلى الواقع على قاعدة الأساس يشمل

$$P_T = \text{Footing Weight} + \text{Dead Load} + \text{Live Load} \quad \text{...........(7)}$$

- حساب جهد التربة الفعلى اللازم للتصميم

$$\text{Net ultimate soil pressure (NUSP)} = \frac{1.7(P_{LL}) + 1.4(P_{dl})}{A_{req}} \quad \text{......(8)}$$

يحدد خط المقطع الحرج لإيجاد عزوم الانحناء

Critical section for bending and Flexural bond

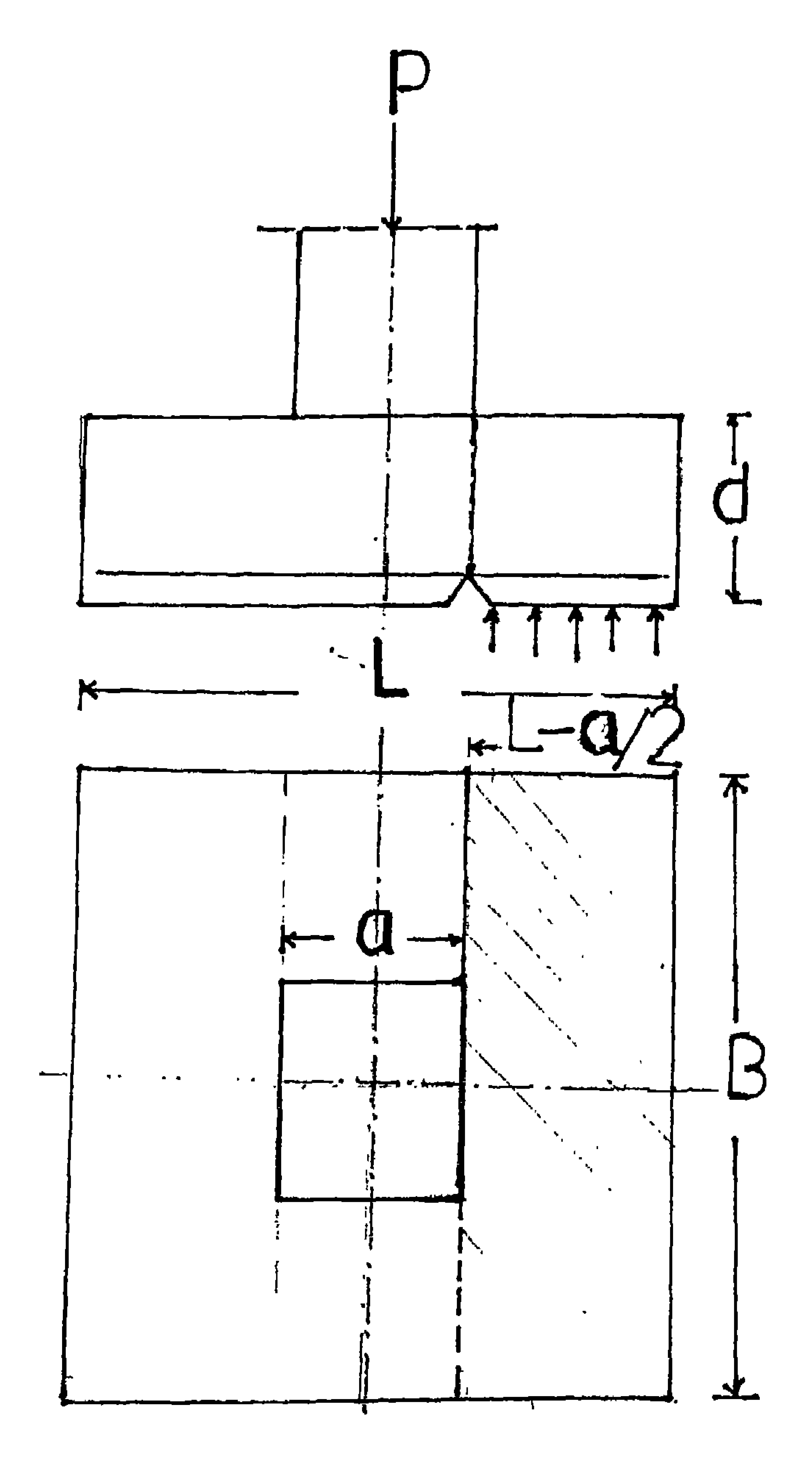
حيث تعتبر القاعدة بلاطة كابوليه فى ناحيتي العمود ويمكن حساب عزم الانحناء من عزم مساحة المستطيل المظلل حول المقطع الحرج (A) لعزوم الانحناء، شكل (7 - 3).

$$M_{max} = (NUSP)\,(A_{cs})\left(\frac{B-a}{2}\right)$$

$$= (NUSP)\,(A_{cs})\left(\frac{C}{2}\right) \quad \text{..(9)}$$

Where:

$C = B - a$



شكل (7 – 3) يوضح القطاع الخارجة الحرج لإجهادات الانحناء

Critical Section For Bending

ويوضح شكل (7 - 4) نتيجة الأحمال P_T نجد أن العمــود يحــاول اختراق الأساس وذلك بسبب جهد القص Shear stresses حيث أنـــه يــؤثر على الأساس عند محيط العمود ، بالإضافة إلى اجهــادات الــضغط التــي يتعرض لها الأساس نتيجة الحمل على العمود، إذا حدث كسر فى الأســـاس يكون على شكل هرم فى الأساســات ذات المقطــع المربعــة والمــستطيلة (وعلى شكل مخروط Cone فى الأعمدة الدائرية) بزاوية مقدارها 45^0 لذلك نجد أن اجهادات القص تؤثر على بعد $\frac{d}{2}$ من أسطح العمود حول محيطـــه كما هو موضح بشكل (7 – 4) Critical Section for Punching Shear.

وأيضاً شكل (7 – 5) يوضح القطاع الحرج لإجهادات القص علـــى بعد d من حافة العمود Critical Section for Shear.

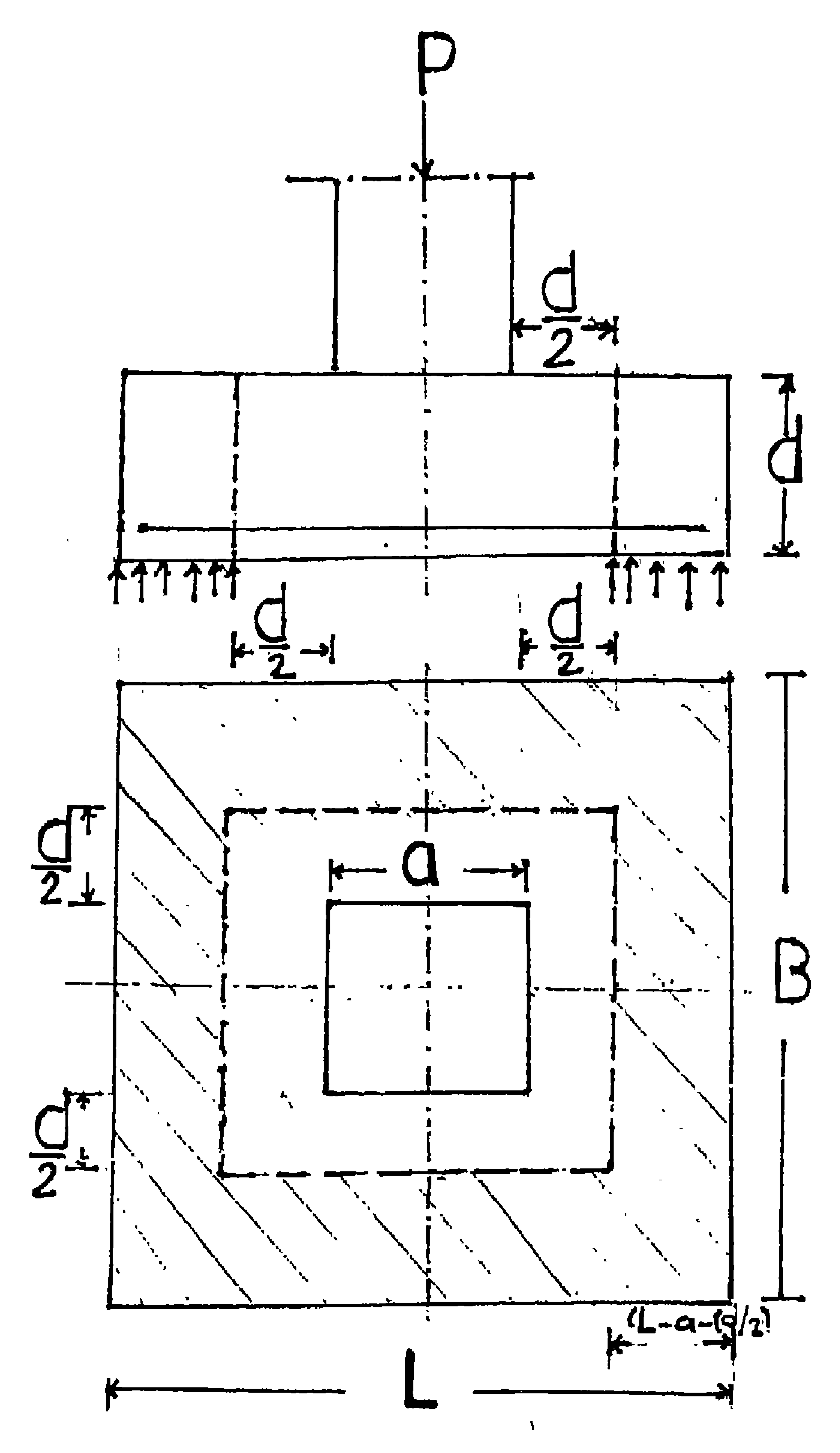
يعين عمق الأساس المقاوم للعزم الناتج:

$$d = K_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b'}} \qquad (10)$$

حيث:

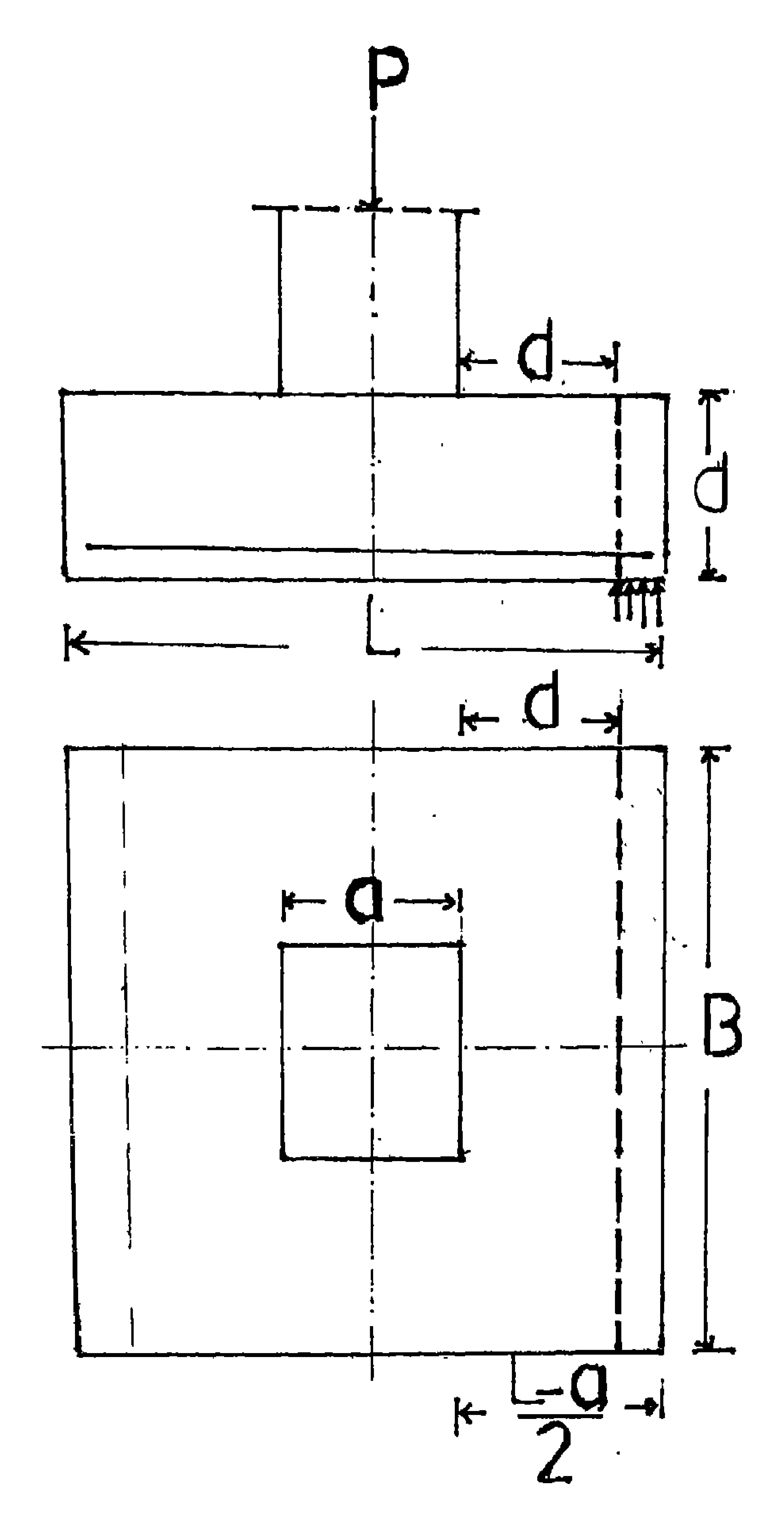
b′ = عرض الأساس = B

التأكد من أن العمق المحسوب من العزم كاف لمقاومة قص الاختراق للعمود فى الأساس واختبار العمق الأكبر من كل من العمق الناتج من عزوم الانحناء والعمق الناتج من القص.



شكل (4 – 7) يوضح القطاع الحرج لإجهادات اختراق قوى القص

Critical Section For Punching Shear



شكل (7 – 5) يوضح القطاع الحرج لإجهادات القص

Critical Section For Shear

$$q_p = \frac{Q_p}{d\ b_o} \langle q_p \quad \text{allowable} \ldots\ldots (11)$$

b_0 = length of perimeter of critical section for punching

طول محيط القطاع الحرج والقطاع الحرج يقع على بعد $\frac{d}{2}$ من أوجه العمود

Q_p = punching shearing force at critical sections, Kgs

$$Q_p = q_p \left[B^2 - (b+d)^2\right]$$

- تعين كمية حديد التسليح اللازم لمقاومـــة كـــلا مـــن عـــزوم الانحنـــاء وقوى القص

$$A_s = \frac{M_{max}}{K_2\ d} \ldots\ldots (12)$$

- من المواصفات الفنية المصرية أن حديد التسليح المطلوب لا يقل عـــن النسبة الأدنى لحديد التسليح بألا تقل عن $\mu > 0.002$

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{Bd} \rangle 0.002 \text{ safe} \ldots\ldots (13)$$

تحسب ارتفاع الأساس t حيث:

$$t = d + cover = d + 5:7 \text{ cm} \ldots\ldots (14)$$

التأكـــد مـــن أن اجهـــادات التماســـك Check Bond stress فـــى حـــدود المسموح به q_b:

$$Q_b = (NUSP) \times B \times C$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87\ d\ \sum\phi} \ldots\ldots (15)$$

Where:

Q_b القوى المسببة للعزوم عند مقطع الحرج

$\sum\phi$ محيط أسياخ حديد التسليح عند المقطع الحرج للعزم

ملحوظة:

إن لم تكن اجهادات التماسك q_b فى حدود المسموح به يمكن

1- استخدام أقطار أقل لحديد التسليح.

2- زيادة عدد أسياخ حديد التسليح.

3- زيادة عمق الأساس.

4- استخدام حديد تسليح ذو نتوءات (مشرشر).

If L – shape reinforcements is used $q_b \geq 10\,kg/cm^2$

- **التأكد من إن اجهادات القص Check shear stress (q_{sh}) فى حدود المسموح به أو يمكن زيادة العمق الأساسى.**

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{b_0\ d} \geq q_b \text{ allowable} \qquad (16)$$

حيث:

Q_{sh} قوى القص عند مقطع القص الحرج

b_0 عرض مقطع القص الحرج

$$Q_{sh} = NUSP\left[B^2 - (b+2d)^2\right] \qquad (17)$$

- **التأكد من أن طول الرباط لأسياخ الحديد بين العمود والأساس يتبع العلاقة الآتية Anchorge length d_d in cm :**

$$d_d = \frac{A_s\ f_s}{p q_b}$$

طول الرباط يجب ألا يقل عن $25\times\phi$ حيث ϕ قطر أكبر حديد تسليح فى الأعمدة.

Example (1):

Design a square footing to support a column 40 × 40 cm reinforced by 8 ϕ 16 carries a load of 80 tons. The net allowable soil pressure is 1.25 kg/ cm^2 use working stresses method.

Take $f_c = 55 \ kg/cm^2$, $f_s = 1400 \ kg/cm^2$.

Shearing stress, $q_{sh} = 6 \ kg/cm^2$, punching stress $q_p = 8 \ kg/cm^2$ and 20 complain concrete as indicated in figure (6 – 7).

Solution:

Required footing Area (A_{req})

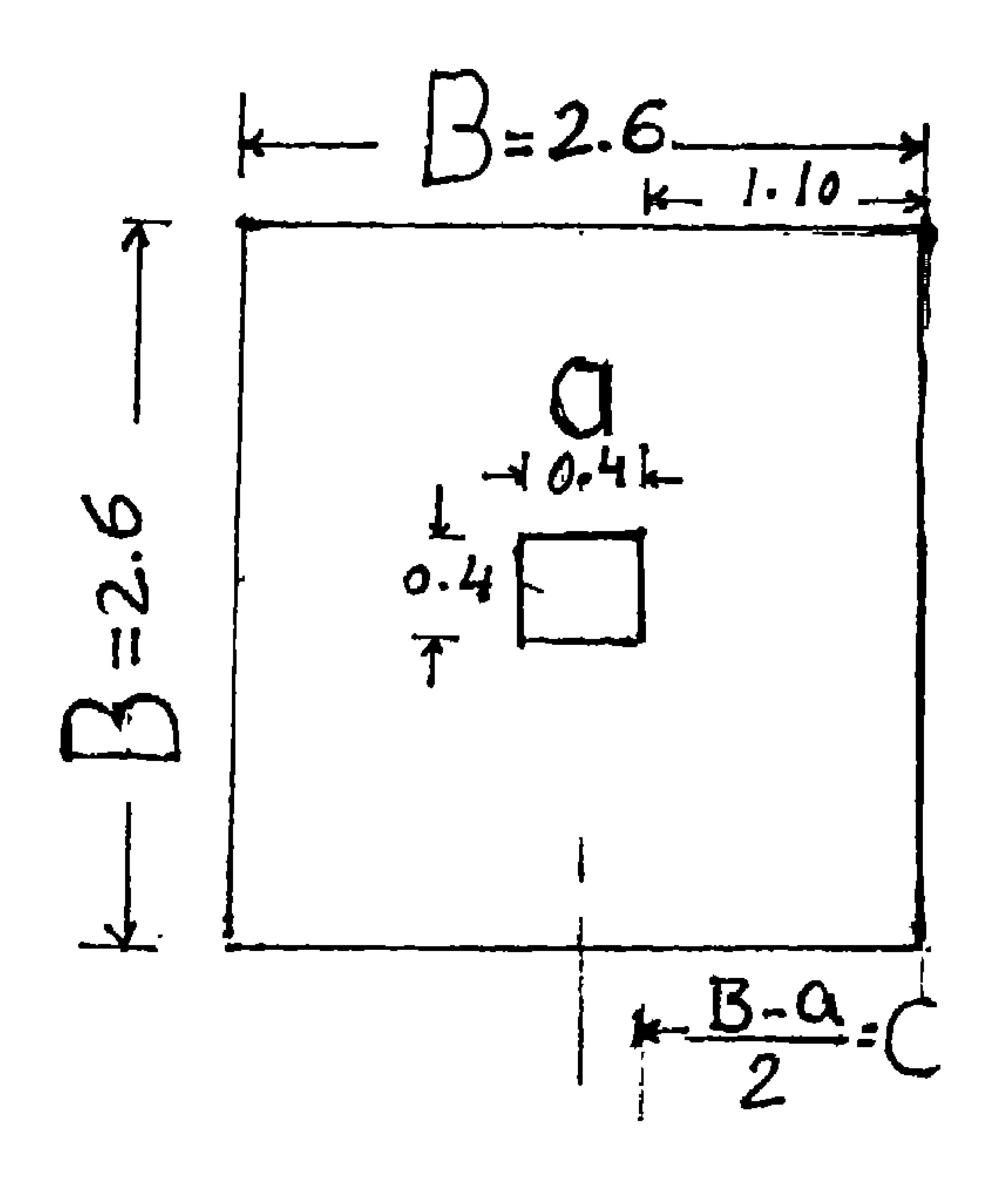
$$A_{req} = \frac{p_t}{q_a} = \frac{80 \times 1000}{1.25 \times 10^4} = 6.4 \ m^2$$

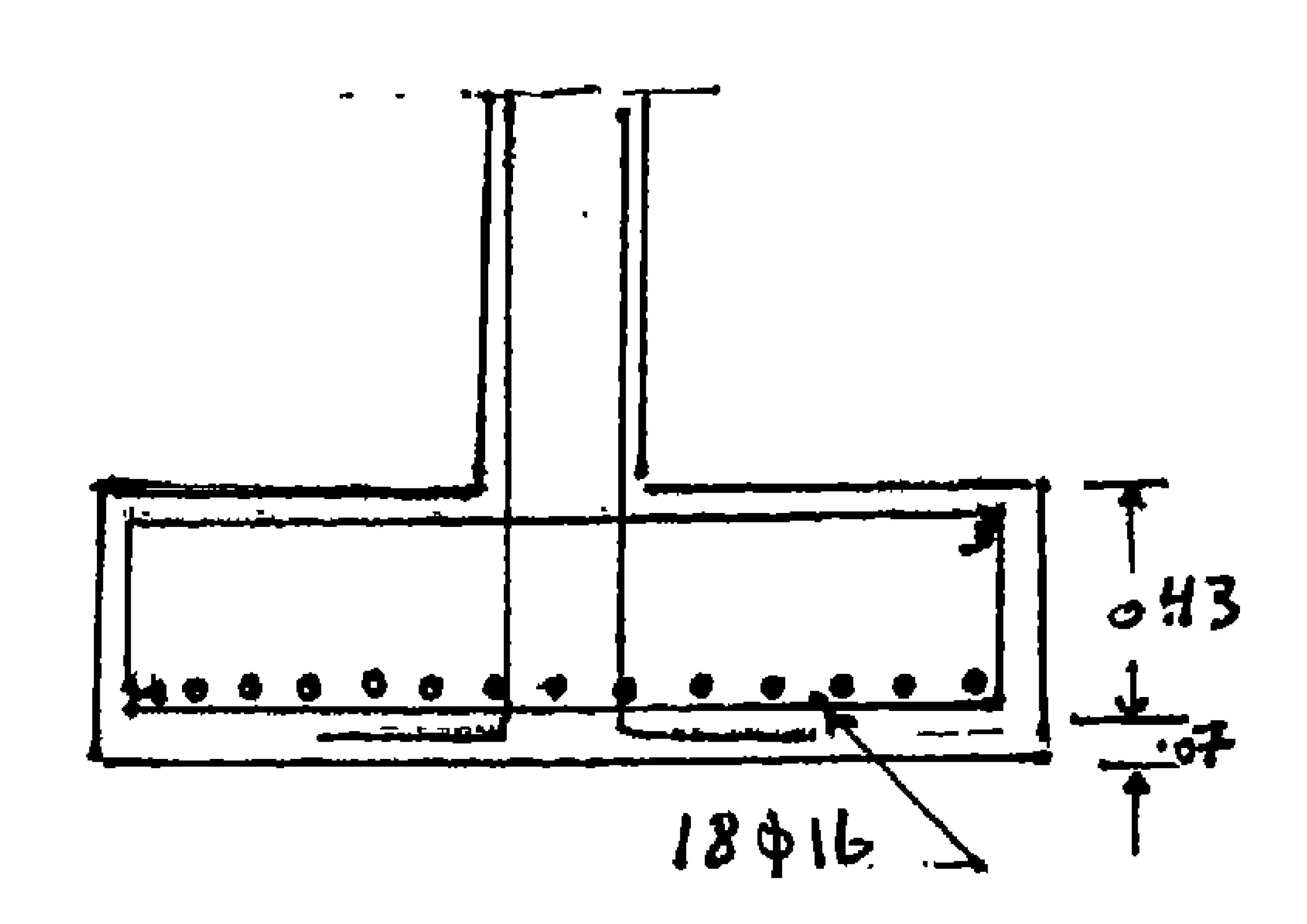
$$B = \sqrt{A_{req}} = \sqrt{6.4} = 2.53 \ m$$

Take:

$B = 2.6$ m = footing dimensions (Width or length)

$$\therefore \ NUSP = \frac{p_t}{A_{req}} = \frac{80}{(2.6)(2.6)} = 11.83 \ t/m^2 < 12.5 \ t/m^2$$





شكل (7 – 6) يوضح حديد التسليح فى أساس خرسانى مسلح بعمق 43سم وبأبعاد 260 × 260 سم

The Critical section for bending

$$C = \frac{B - a}{2} = \frac{2.6 - 0.4}{2}$$

$$= \frac{2.2}{2} = 1.1 \text{ m}$$

Maximum bending moment at the column face

$$M_{max} = (NUSP)(A_{cs})\left(\frac{C}{2}\right)$$

$$= (NUSP)\left(\frac{B-a}{2} \times B\right)\left(\frac{B-a}{\frac{2}{2}}\right)$$

$$= (NUSP)(B)\left(\frac{(B-a)}{2}\right)^2 / 2$$

$$= (11.83)(2.6)\left(\frac{(1.1)^2}{2}\right)$$

$$= 18.6 \quad \text{m.t}$$

From table of coefficient, at

$f_c = 55 \text{ kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

$k_1 = 0.334$

Footing depth for controlling bending moment

American code (AIC)

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{B}} = 0.334 \sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{260}} = 28.2 \text{ cm}$$

Contenental codes

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M_{max}}{b'}}$$

حيث:

$$b' = a + 20$$

$$= 0.334 \sqrt{\frac{18.6 \times 10^5}{40 + 20}} = 58.8 \ \text{cm}$$

يأخذ قيم وسط بين العمقين للأساس

Take

$t = 50$ cm ارتفاع الأساس

And

$d = 50 - \text{cover} = 50 - 7 = 43$ cm عمق الأساس

Reinforcement (Steel bars area), A_s

From table of coefficient, k_2 , at

$f_c = 55 \ \text{kg/cm}^2$, $f_s = 1400 \ \text{kg/cm}^2$

$k_2 = 1227$

$$A_s = \frac{M_{max}}{k_2 d} = \frac{18.6 \times 10^5}{1227 \times 43} = 35.3 \ \text{cm}^2$$

Choose 18 ϕ 16 mm in each side $(A_s = 36.2 \ \text{cm}^2)$ since the footing is square.

1- check minimum percentage of steel:

$$\mu = \frac{A_s}{A_c} = \frac{A_s}{Bd} = \frac{35.91}{260 \times 43} = 0.0032 > 0.002 \ \text{safe}$$

2- check punshing stresses in footing, Q_p

$$Q_p = (NUSP)\left[B^2 - (a + d)^2\right]$$

$$Q_p = 11.83\left[(2.6)^2 - (0.4 + 0.43)^2\right] = 71.821 \ \ t$$

Check punching stresses

$$NUSP = \frac{Q_b}{d\ b_o} = \frac{Q_b}{d\left(\frac{d}{2} + a + \frac{d}{2}\right)4} \le q_p$$

$$= \frac{71.821 \times 10^3}{43\,(40 + 43)\,4} = 5.03\ kg/cm^2 < 8 kg/cm^2 \quad safe$$

3- Check bond stresses

$$Q_b = (NUSP) \times B \times C$$

$$= 11.83 \times 2.6 \times 1.1 = 33.83\ t$$

$$q_b = \frac{Q_b}{0.87\ d\ \sum\phi}$$

$$= \frac{33.83 \times 10^3}{0.87 \times 43 \times 185.03} = 9.99 \cong 10\ \ kg/cm^2$$

4- Check Shear Stress

$$Q_{sh} = NUSP\left[B^2 - (a + 2d)^2\right]$$

$$= 11.83\left[(2.6)^2 - (0.4 + 2 \times 0.43)^2\right] = 61.19\ t$$

$$q_{sh} = \frac{Q_{sh}}{db_o} = \frac{61.19 \times 10^3}{(43) \times 4\,(40 + 2 \times 43)} = 2.82\ kg/cm^2 < 8\ kg/cm^2$$

GENERAL NOTES

Reinforced concrete foundations or *footings* are utilized to support columns and walls composed of a variety of materials, including concrete, steel, masonry and timber.

Spread footings are designed to distribute large loads over a large area of soil near the ground surface in order to reduce the intensity of the force per unit area so that the soil will safely support the structure.

Pile footings are designed to deliver large loads to individual piles. The piles transfer the forces to lower levels by means of *skin-friction* between the soil and the pile surface and *point-bearing* of the pile on a dense soil strata at its base.

Both spread footings and pile footings may be classified into sub-groups such as isolated footings, multiple column footings, wall footings and mat footings.

Isolated footings support the load of a single column. The foundation for a structure may be composed of many isolated footings and, in addition, other types of footings.

Multiple column footings support two or more columns, acting as a beam or slab resting on the soil or piles.

Wall footings usually support continuous concrete or masonry walls around the perimeter of a building. Interior partition walls may also rest on continuous wall footings.

A special application of wall footings exists for retaining walls

Raft footings may support many columns and walls, acting as a continuous slab to distribute the loads over a large area.

Special types of footings are also used for particular purposes. *Cantilever footings* may be utilized advantageously near property lines or other structures.

الباب الثامن (ملحق A)

THE REINFORCED CONCRETE AND TYPE OF REINFORCEMENT

الخرسانة المسلحة وأنواع حديد التسليح

أولا : الخرســـــانه The Concrete

تعتبر الخرسانه احد مواد البناء الأساسيه والتى تدخل فى بناء المنشآت الريفيه من أسطبلات بقر حلاب وعنابر تربيه دواجن البيض واللحم ومساكن الفلاحين والمهندسين ومخازن الحبوب والخضر والفاكهه وورش الجرارات والآلات الزراعيه ... الخ . وتعرف الخرسانه بأنها مخلوط من الرمل والزلط مضافا اليها الاسمنت والماء لينتج من هذا المخلوط عجينه سهله التشكيل يمكن صبها فى فورمات بواسطه العامل بحيث بعد فتره زمنيه تتماسك وتتصلب الخلطه (الشك) بحيث تقاوم العوامل الجويه والحرائق وتتحمل الضغوط العاليه . وقد وجد ان نسبه خلط مكونات الخرسانه فى جمهوريه مصر العربيه

زلط		رمل		أسمنت
٤	:	٢	:	١

ومكونات الخرسانه ٨ر م³ زلط + ٤ر م³ رمل + ٣٥٠ كجم اسمنت بورتلاندى . وجدول (٢١-١) يوضح حساب مكونات الخلطه الخرسانيه .

جدول (٢١-١) مكونات الخلطه الخرسانيه

مكونات الخلطه	ماء	أسمنت	رمل	زلط
نسبه المكونات بالوزن	٥٣ر٠	١	٥ر٢	٥ر٣
الوزن لكل شيكاره أسمنت (٥٠ كجم) بالكيلجرامات	٢٦٫٧	٥٠	١٢٥	١٧٥
الوزن النوعى	١	١ر٣	٢٫٦٥	٢٫٦٥

وفى العاده يعبر عن وزن الاسمنت معبرا عنه بعدد الشكاير للمتر المكعب فى الخرسانه بمعامل الاسمنت للخلطه الخرسانيه وهى تعادل ٣٥ر٦ شيكاره لكل متر مكعب ، أى (٥ر٣١٧ كجم أسمنت لكل متر مكعب خرسانه)

مكونات الخلطه الخرسانيه

تتكون الخلطه الخرسانيه من الأسمنت ، الزلط ، الرمل ، الماء .

١ ـ الاسمنت :

يعتبر الاسمنت البورتلاندى أشهر أنواع الاسمنت ويتركب من :

١ ـ ثالث سليكات الكالسيوم	C_3S
٢ ـ ثانى سليكات الكالسيوم	C_2S
٣ ـ ثالث الومنيات الكالسيوم	C_3A
٤ ـ رابع الومنيات حديد الكالسيوم	C_4AF
٥ ـ كبريتات الكالسيوم	
٦ ـ أكسيد المغنزيوم	
٧ ـ بعض القلويات	

العناصر رقم ٥ ، ٦ ، ٧ توجد بكميات بسيطه فى تركيب الاسمنت اما المكونات رقم ١ ، ٢ ، ٣ ، ٤ فتوجد بنسبه ٧٠ ـ ٨٠٪ من الأسمنت والتى تتحد مع الماء لتعطى قوه وصلابه للعجينه الخرسانيه .

يوجد سته أنواع من الأسمنت البورتلاندى

النوع الأول : الأسمنت العادى — Normal Portland Cement

وهو شائع الاستعمال فى المبانى والمنشآت الرفيعه .

النوع الثانى : الأسمنت المعدل — Modified Portland Cement

وهو بطىء الشك وينتج كميه حراره منخفضه أثناء الخلط .

النوع الثالث : أسمنت سريع الشك — High Early-Strength Cement

وهو أسمنت سريع الشك وينتج عنه القوه والصلابه ويستخدم فى المنشآت التى يتطلب الانتهاء منها بسرعة حيث انها تصل الى قوتها الكليه بعد ٧ أيام من صب الخرسانه .

النوع الرابع : اسمنت منخفض الحراره — Low Heat Portland Cement

يستخدم هذا النوع من الاسمنت فى أقامة السدود حيث انه بطىء جدا للشك وينتج عنه كميه حراره منخفضه .

النوع الخامس : اسمنت مقاوم للكبريتات Sulfate-Resistance Portland Cement

هذا النوع مقاوم للمياه والمواد الكبريتيه في الماء والمواد القلويه في التربه .

النوع السادس : أسمنت أبيض White Portlan Cement

ويستخدم في انتاج خرسانه بيضاء اللون أو خرسانه ملونه اذا أضيف اليها الالوان .

ويلاحظ أن الاسمنت يتغير كيمائيا اذا اضيف اليه الماء فيتحول أولا الى عجينه ثم يتصلب ويسمى (شكا) مع مرور الزمن ويصل الى قوته النهائيه بعد ٢٨ يوم ونتيجه للتفاعل الكيمائي تنبعث حراره منه لذلك يفضل رش الهون أو الخرسانه بالماء لفترة طويله حتى لا يحدث شروخ ولاتمام التفاعل الكيمائي ولزياده قوة تماسكه ومقاومته للانضغاط وجدول (٢١-٢) يوضح مقاومه الانضغاط للأنواع المختلفه من الاسمنت البورتلاندي كنسبه مئويه من مقاومه الانضغاط للخرسانه ذات الأسمنت العادي .

جدول (٢١-٢) مقاومه الانضغاط كنسبه مئويه من مقاومه الخرسانه ذات الأسمنت العادي .

نوع الأسمنت البورتلاندي	مقاومه الانضغاط كنسبه مئويه		
	٣ أيام	٢٨ يوم	٩٠ يوم
الأسمنت العادي	١٠٠	١٠٠	١٠٠
الاسمنت المعدل	٨٠	٨٥	١٠٠
أسمنت سريع الشك	١٩٠	١٣٠	١١٥
اسمنت منخفض الحراره	٥٠	٦٥	٩٠
اسمنت مقاوم للكبريتات	٦٥	٦٥	٨٥

٢ - الركام (الزلط والرمل) Aggregates

يتكون الركام من الركام الخشن Coarse Aggregates (الزلط) والركام الناعم Fine Aggregate (الرمل) حيث يمثل الركام بصفه عامه ٧٥٪ من الخرسانه . والركام المناسب يتكون من حبيبات نظيفه ، قويه ، تقاوم التغيرات الكيماويه والطبيعيه مثل الشروخ والانتفاخ والطراوه . وفي الخلطه الخرسانيه يلزم ان يكون الركام متدرجا للحصول على خرسانه قويه وأقل مايمكن من المساميه ، وقد جرى العرف أن طول الزلطه

أقل من ٦٥ر٠ سم يعتبر زلط فينو ، وطول الزلطه أكبر من ٦٥ر٠ سم يعتبر زلط عادى ٠
والركام المدبب يعطى قوه للخرسانه عند خلطها مع باقى مكوناتها ٠

يتم تدريج الركام عن طريق المناخل لفصل الاقطار المختلفه لمكونات الركام ٠ وترقم المناخل بأرقام ترمز لعدد الفتحات فى البوصه المربعه مثلا :

منخل رقم ٢٥ معنى ذلك ان البوصه المربعه بها ٢٥ فتحه
منخل رقم ١٠٠ معنى ذلك ان البوصه المربعه بها ١٠٠ فتحه

وقد يعرف المنخل بأبعاد الفتحه فمثلا منخل ١/٤ بوصه يعنى ان فتحات المنخل عبارة عن مربع أبعاده ١/٤ × ١/٤ بوصه ٠
ومناخل الرمل تبدأ بأرقام ١٥٠ ، ٢٠٠ ، ٣٠٠
ومناخل الزلط تبدأ بأرقام أقل من ١٠٠ ٠ وقد وجد أحسن نسبه للخلط كلا الركام الناعم والركام الخشن ١ : ٢ ، ويمكن استبدال الزلط بكسر أحجار Crushed Stone والمنتشر الاستخدام فى الطرق وبعض الاساسات ٠ ويوضح شكل (٢١-١) خلطه خرسانيه تحتوى على أحجام مختلفه من الركام حيث تملأ الركام صغير الحجم الفراغات بين الركام كبير الحجم ٠

٣ - المضيفات للخرسانه Admixtures

وهى أضافات توضع على الخرسانه لتعطى بعض الخصائص والتى تساعد فى تنفيذ المشروعات بالطرق المطلوبه ٠ وجدول (٢١-٣) يوضح المضيفات للخرسانه وخصائصها ٠

نوع المضاف	تكويناته	استعماله الرئيسى
١ - مضاف يسرع لشك الخرسانه	كلوريد الكالسيوم	للاسراع فى شك الخرسانه
٢ - مضاف لدخول الهواء للخرسانه	شمع عسلى - زيوت شحوم	ليقاوم البروده الشديده فى الجو عند صب الخرسانه
٣ - مضاف لتلوين الخرسانه	أكاسيد كيميائيه	للتحكم فى اللون المطلوب للخرسانه
٤ - مضاف لسهوله تشغيل الخرسانه	بودرة السيلكا والكالسيوم	ليساعد على تشغيل وتشكيل الخرسانه
٥ - مضاف لتقليل سدة الشك فى الخرسانه	النشا - السكر والاحماض	يقلل من سدة الشك فى الجو الحار
٦ - مضاف لمقاومه المياه	مكونات الاستيرات	يقلل من امتصاص الخرسانه لمياه المطر وخلافه

٤ ـ الماء Water

يتوقف قوه الخرسانه أساسا على نسبه الماء الى الاسمنت فكلما زادت نسبه الماء الى الاسمنت كلما قلت قوه الخرسانة أى ان التناسب عكسى ، اى ان زياده الماء تقل من مقاومه الخرسانه والعكس صحيح لذلك يجب الاحتراس عند اضافه الماء بكميه اكبر من الموصى عليه فى جدول (٢١ـ١) ويفضل ان تكون نسبه الماء الى الاسمنت ٤٥ر٠ ـ ٥٥ر٠ وشكل (٢١ـ٢) يوضح العلاقه بين نسبه الماء الى الاسمنت بالوزن ومقاومه الخرسانه للانضغاط بعد يوم ، ٧ أيام ، ٣ شهور ، سنه كامله لمكعبات خرسانيه (١٠ سم) .

ومن هنا يتضح ان الخرسانه الجيده تتوقف على نسب مكونات الخرسانه من أسمنت ورمل وزلط وماء بحيث ان نسب المكونات تكون سهله فى خلطها ونقلها وصبها وتسويتها ولا يحدث انفصال للعجين وتكون مقاومه لقوى القص وتكون متماسكه . شكل (٢١ـ٣) يوضح ثلاث أنواع من الخلطات الخرسانيه .

أ) الخلطه تحتوى على كميه كبيره من الرمل Too Sandy وكميه قليله من الزلط ـ سهله التشغيل ولكنها غير اقتصاديه وربما يحدث بها شروخ .

ب) خلطه خرسانيه سهله التشغيل تحتوى على المكونات (رمل ـ زلط ـ اسمنت ـ ماء) الموصى بها ـ جميع الفراغات من الزلط تملأ العجينه بالأسمنت والرمل .

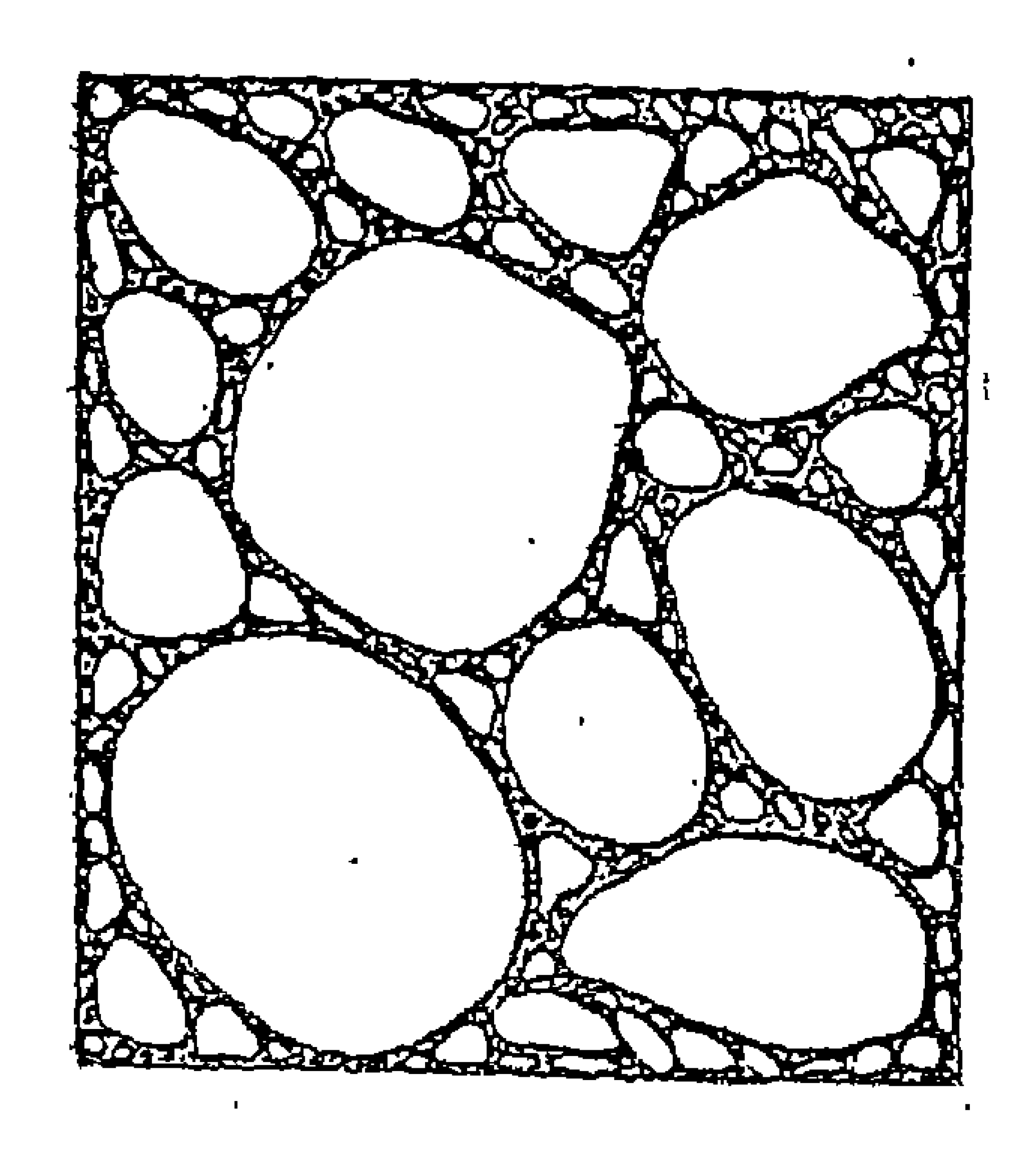
جـ) خلطه خرسانيه تحتوى على نسبه كبيره من الزلط Too Stony ونسبه قليله من الرمل صعبه التشغيل وتحتوى على نسب فراغات كبيره .

طرق قياس قوه الخرسانه

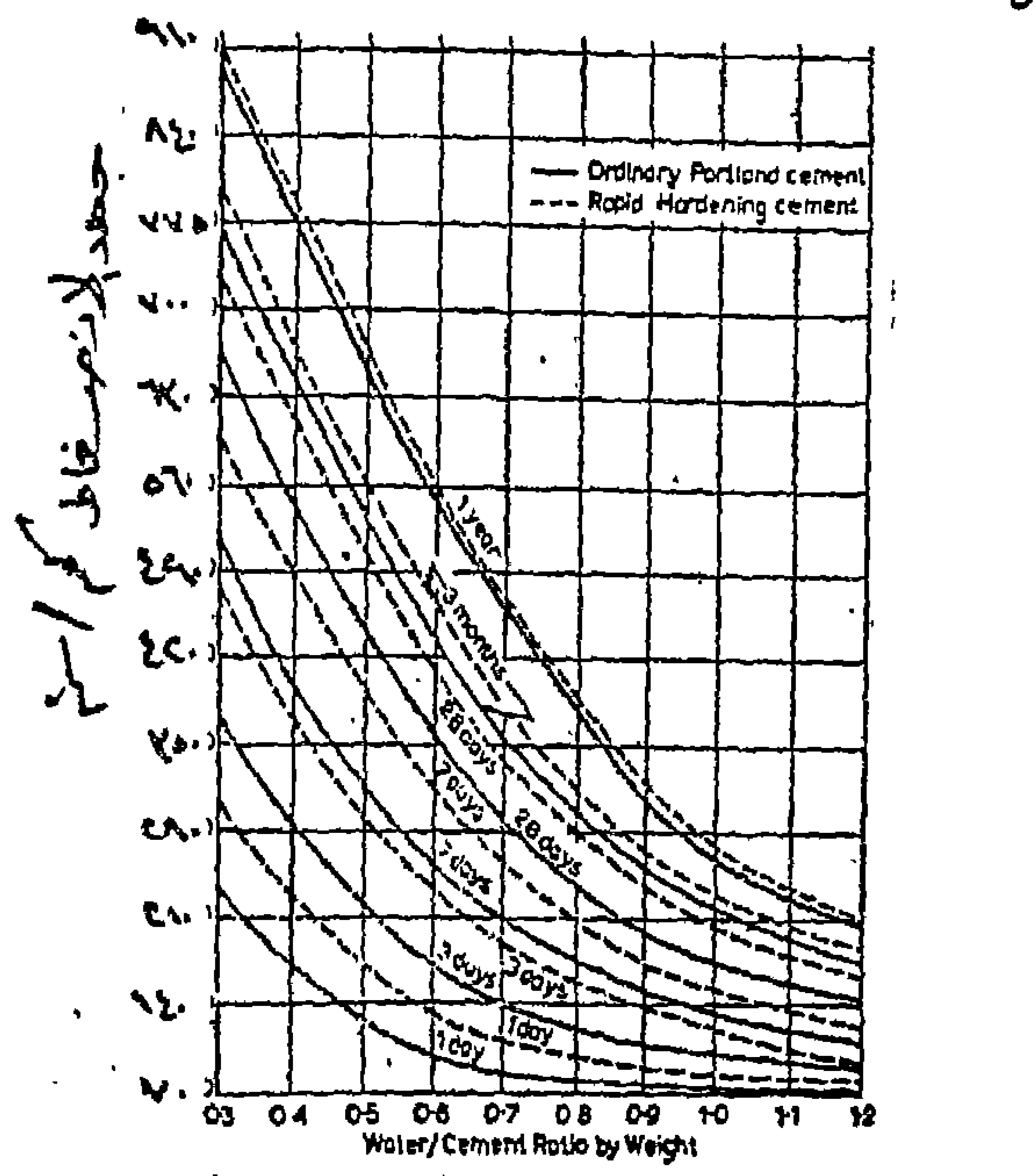
تقاس قوه الخرسانه ودرجه تماسكها وسهوله تشغيلها بطريقتين عالميتين .

١ ـ طريقه هبوط الخرسانه Slump Method

يمكن تطبيق هذه الطريقه بموقع الانشاء لمعرفه تكوينات الخرسانه حيث تأخذ عينه من الخلطه وتوضع فى مخروط مفتوح من أعلى وأسفل بارتفاع (٥ر٣٠ سم) وبقطر (٢ر١٠ سم) فى الفتحه العلويه ، ٣ر٢٠ سم بالفتحه السفليه ويوضع على الأرض ويملأ بالخرسانه ، ويضغط على الخرسانه للتأكد من كبسها ثم يرفع المخروط وتقاس مسافه الهبوط فى الخرسانه ـ هبوط الخرسانه بمقدار ٥ر١ ـ ٢ر١٠ سم يعتبر الخلطه الخرسانيه جيده لجميع الانشاءات الخاصه بالمزرعه .



شكل (٢١-١) خلطة خرسانية تحتوي على توزيع جيد للأحجام المختلفة [illegible]



نسبة الماء / الإسمنت بالوزن

شكل (٢١-٢) العلاقة بين نسبة الماء إلى الإسمنت بالوزن ومقاومة الخرسانة للإنضغاط

٢ ـ طريقه الاسطوانه — Cylinder Method

تستعمل طريقه الاسطوانه لمعرفه قوه الضغط التى تتحملها الخرسانه لذلك تأخذ عينات من الخلطه وتوضع باسطوانات لها أبعاد (الطول ٣٠ سم وبقطر ١٥ سم) ثم تكبس ويجرى عليها تجارب قياس مقاومه الخرسانه للكسر والتهشم أو تحملها للضغط وذلك بعد تركها ٢٨ يوم كمقياس زمنى عالمى .

مقـــاومه الخرســـانه
Strength of Concrete

قد يحدث اجهادات فى الخرسانه تسبب تصدعها Rupture نتيجه الأحمال الزائده أو نتيجه اجهادات الشد وبخاصه فى الكمرات الخرسانيه (الانهيار فى التماسك Cohesion) أو نتيجه اجهادات القص (الانزلاق Shear) أو اجهادات الضغط (التهشـــم Crushing) . لذلك يجد ان الخرسانه تتحمل جهود ضغط ولا تتحمل جهود قص أو جهود شد ، فالخرسانه لها مقاومه عاليه فى الانضغاط . وسوف ندرس باختصار مقاومه الخرســانه لقوى الضغط ، ومقاومه الخرسانه لقوى الشد .

١ ـ مقـاومه الخرسـانه لقـوى الضغـط :
Compressive Strength of Concrete

تصمم المنشآت الخرسانيه الريفيه على أساس مفهوم ان الخرسانه لا تستطيع مقاومه قوى الشد ولكنها تستطيع مقاومه قوى الضغط لذلك تعبر أغلب المواصفات العالميه اجهادات التصميم المسموح بها فى الخرسانه كنسبه مئويه من مقاومتها للانضغاط ـ وقد أتخذ مقاومه الانضغاط للخرسانه عند مرور ٢٨ يوم من تاريخ صبها ، وقد وجد ان مقاومه الانضغاط للخرسانه ذات الأسمنت العـادى بعد مرور ٢٨ يوم حوالى ١٨٠ كجم / سم^2 ، ومقاومه الانضغاط للخرسانه بعد مرور ٣ أيـام يعادل ٤٥ر٠ من مقاومه الانضغاط للخرسانه بعد مرور ٢٨ يوم ، أى ان

$$f_{c\,28} = 180\ Kg/Cm^2$$
$$f_{c\,3} = 0.45 \cdot f_{c\,28}$$
$$f_{c\,7} = 0.70 \cdot f_{c\,28}$$
$$f_{c\,90} = 1.15 \cdot f_{c\,28}$$

أما الخرسانه المصنعه من اسمنت سريع الشك فان مقاومه الخرسانه للانضغاط بعد مرور ٣ ، ٧ أيام تقدر ١١٢ كجم/سم^2 ، ٦ر٢٨٣ كجم/سم^2 على التوالى . ويلزم فى التصميمـــات

الانشائيه الخرسانيه ان يأخذ فى الاعتبار معامل الأمان Factor of Safety بحيث أن يأخذ مقاومه الخرسانه للانضغاط مابين ٥٠ ـ ٦٥ كجم/سم٢ حسب نوع عنصر الانشاء (سقف ، بلاطات الاساسات الكمرات) ويمكن تعريف معامل الأمان بأن النسبه بين اجهادات الخضوع للخرسانه الى اجهادات تشغيل الخرسانه أى أن :

$$\text{Factor of Safety} = \frac{\text{Yield Stress}}{\text{Allowable Stress}}$$

٢ ـ مقاومه الخرسانه لقوى الشد

Tensile Strength of Concrete

الخرسانه لا تتحمل قوى الشد حيث يحدث شروخ نتيجه عدم تماسك الخرسانه وقد تتشرخ الخرسانه نتيجه انكماشها أو تمددها تحت تأثير تغير درجات الحراره ، وقد وجد معامل انكماش الخرسانه يتراوح بين ٠٠٠٣٦ر٠ ـ ٠٠١٢٦ر٠ سم / سم م° ومعامل تمدد الخرسانه يتراوح بين ٠٠٠٠٠٧٢ر٠ ـ ٠٠٠٠١٠٨ر٠ سم/سم م° .

ويتراوح مقاومه الخرسانه للشد مابين ٧ ـ ١١٪ ومتوسط ١٠٪ من مقاومه الخرسانه للانضغاط ، ويلاحظ ان أقصى قيمه لمقاومه الخرسانه للشد ٤٢ كجم/سم٢ ، واجهادات الشد المسموح به للخرسانه تعادل ٣ر٠ من مقاومه الخرسانه للانضغاط بعد مرور ٢٨ يوم .

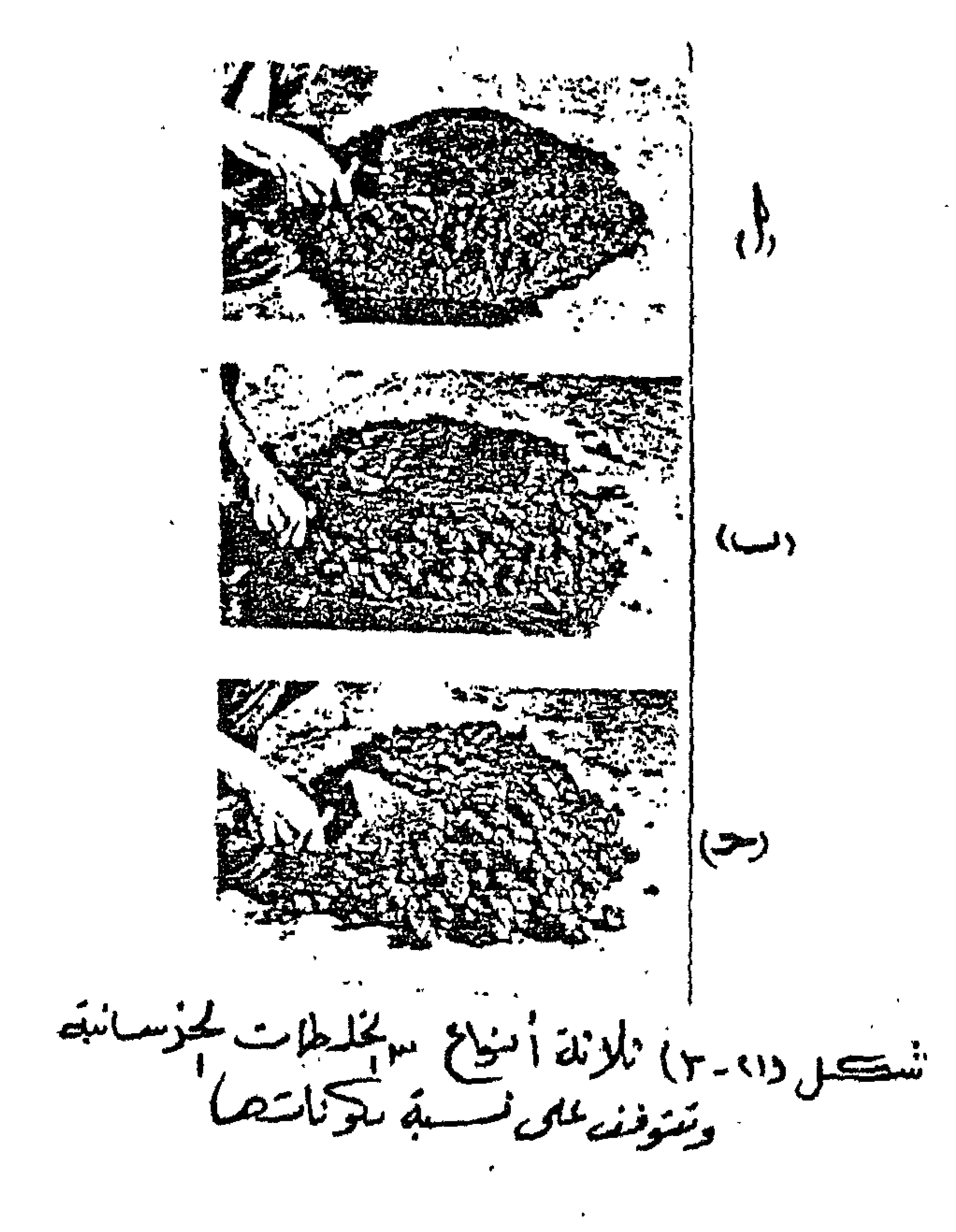
ثانيا : أسياخ حديد التسليح

Reinforcing Steels

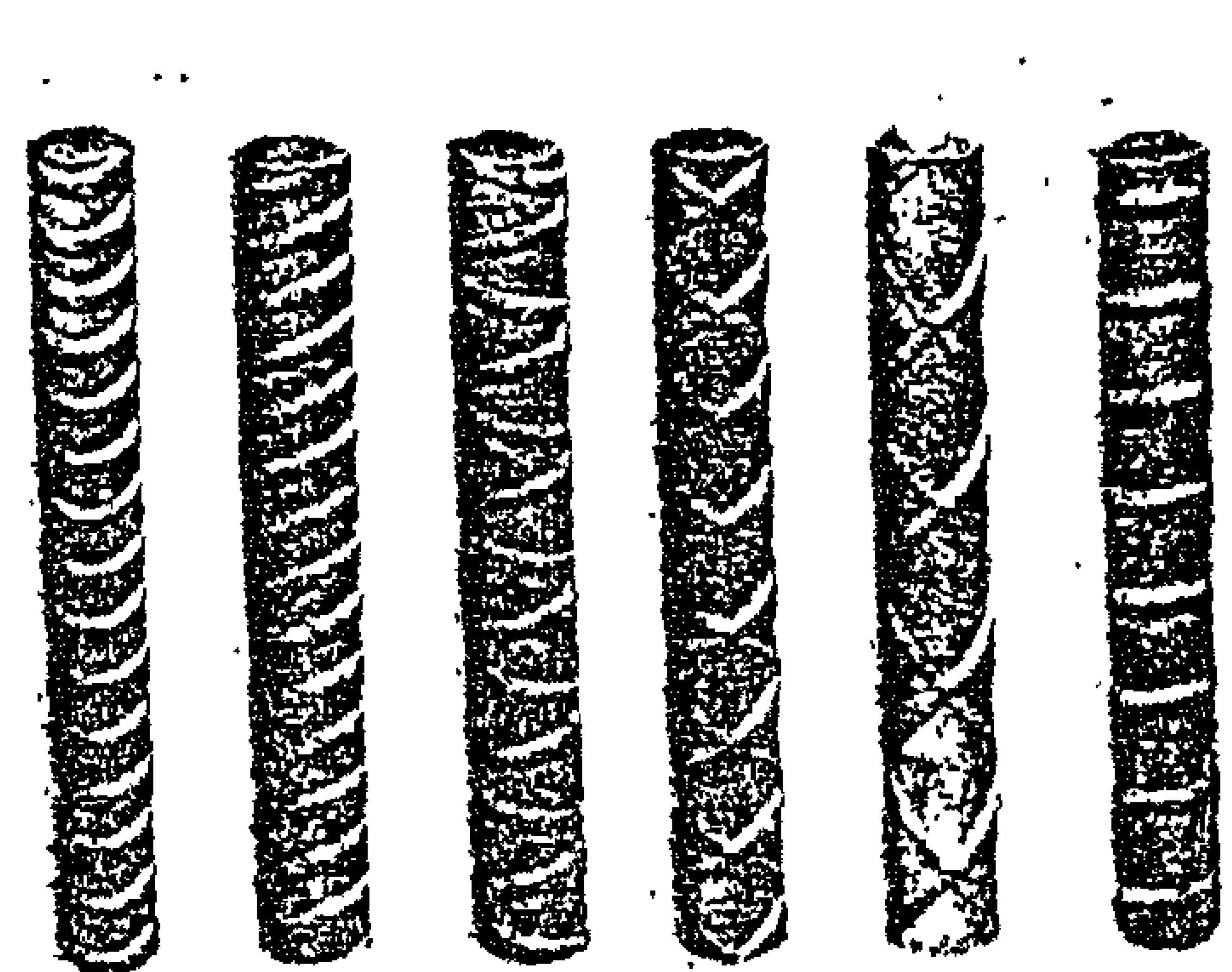
حديد التسليح له خاصيه تحمل الاجهادات الناتجه من كلا قوى الضغط وقوى الشد ، وهذا يعنى ان اجهادات الخضوع لحديد التسليح تعادل ١٠ مرات مقاومه الخرسانه العاديـــه للانضغاط وحوالى ١٠٠ مره مقاومه الخرسانه العاديه للشد وبالتالى نجد ان حديد التسليح بيمثل ماده مكلفه فى المبانى الزراعيه ولكن استخدام جديد التسليح والخرسانه معا له أهميه كبيره فى مقاومه اجهادات الشد بواسطه حديد التسليح واجهادات الضغط بواسطه الخرسانه أسياخ حديد التسليح فى الكمرات الخرسانيه المسلحه دائما يوضع فى منطقه الشد لمقاومه قــوى الشد المؤثره على الكمرات ، وأيضا قد يضاف اسياخ حديد التسليح لمقاومه اجهادات الشـد المائله والناتجه من قوى القص Shear Force فى Webs of Beams •

وقد يوضع حديد التسليح فى الكمرات الخرسانيه فى منطقه الضغط وذلك لتقليل مساحة المقطـع ويعتمد قوه الانشاء الخرسانى المسلح فى المبانى الريفيه على درجه التصاق Adhesion حـديد التسليح بالخرسانه بحيث يتولد جهد ترابط كبير بين المادتين وبالتالى يمنع تحرك اسياخ حـديد التسليح فى الخرسانه ، وكذلك يفضل ان تكون اسياخ حديد التسليح بها بروزات لزياده معامـل الاحتكاك بين الخرسانه وحديد التسليح وأيضا زياده معامل التحميل • ومن المعلوم ان أغلـب المواصفات العالميه تحدد اجهادات الترابـط Bond Stresses كنسبه من مقاومه الانضغاط للخرسانه وتتوقف على نوع الاسمنت ، ونسبه الماء الى الاسمنت ، والاضافات فى الخرسانه وتنحصر قيمه اجهادات التجميل بين ٠٣ر مضروبه فى جهد مقاومه الخرسانه للانضغاط ، ١٠ مضروبه فـى جهد مقاومه الخرسانه للانضغاط بعد مرور ٢٨ يـوم •

أسياخ حديد التسليح من الحديد الصلب الطرى تحتوى على نسبه كربون ٢٥ر٪ ــ ٠ ٥ر٪ بحيث ان تمدد حديد التسليح يساوى تقريبا تمدد الخرسانه حتى لا يتم انفصال الحديد والخرسـانه وقد وجد ان معامل التمدد الحرارى The Thermal Expansion Coefficient لحديد التسليح ٠٠٠٠٠٦٥ر والخرسانه ٠٠٠٠٠٥٥ر • مقاومه حديد التسليح للتآكــــــــل Corrosion Resistance ضعيفه ولكن نظرا لأن حديد التسليح محاط بالخرسانه (مقاومـه للتآكل) يعطى حمايه قويـه ويقلل من تآكل حديد التسليح • شكل (٦١ــ٤) يوضح أنـــواع مختلفه من بسرودات اسياخ حديد التسـليح •



شكل (٢١-٣) ثلاثة أنواع من الخلطات الخرسانية وتتوقف على نسبة مكوناتها



شكل (٢١-٤) الأنواع المختلفة من بروزات أسياخ حديد التسليح

أقطار أسياخ حديد التسليح

اسياخ حديد التسليح المنتشره فى مصر ذو المقطع الدائرى وفى مدى واسع من الأقطار . (٦ مم الى ٣٨ مم) وجدول (٢١ـ٤) يوضح أقطار اسياخ حديد التسليح فى النظام المصرى والوزن لكل متر طولى ومساحه المقطع .

جدول (٢١ـ٤) قطر ومساحه مقطع أسياخ حديد التسليح

قطر السيخ مم	الوزن متر طولى كجم/متر	مساحة قطع أسياخ حديد التسليح لأعداد مختلفه سم٢									
		١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠
٦	٢٢٢	٢٨	٥٧	٥٨	١١٣	١٤١	١٧٠	١٩٨	٢٢٦	٢٥٤	٢٨٣
٨	٣٩٤	٥٠	١٠١	١٥١	٢٠١	٢٥١	٣٠٢	٣٥٢	٤٠٢	٤٥٢	٥٠٣
١٠	٦١٦	٧٩	١٥٧	٢٣٦	٣١٤	٣٩٣	٤٧١	٥٥٠	٦٢٨	٧٠٧	٧٨٥
١٣	١٠٤٠	١٣٢	٢٦٥	٣٩٨	٥٣١	٦٦٤	٧٩٦	٩٢٩	١٠٦٢	١١ ٩٥	١٣٢٧
١٦	١٥٨٠	٢٠١	٤٠٢	٦٠٣	٨٠٤	١٠٠٥	١٢٠٦	١٤٠٧	١٦٠٨	١٨١٠	٢٠١١
١٩	٢٢٣٠	٢٨٤	٥٦٧	٨٥١	١١٣٤	١٤١٨	١٧٠١	١٩٨٥	٢٢٦٨	٢٥٥٢	٢٨٣٥
٢٢	٢٩٩٠	٣٨٠	٧٦٠	١١٤٠	١٥٢١	١٩٠١	٢٢٨١	٢٦٦١	٣٠٤١	٣٤٢١	٣٨٠١
٢٥	٣٨٥٠	٤٩١	٩٨٢	١٤٧٣	١٩٦٣	٢٤٥٤	٢٩٤٥	٣٤٣٦	٣٩٢٧	٤٤١٨	٤٩٠٩
٢٨	٤٨٥٠	٦١٦	١٢٣٢	١٨٤٧	٢٤٦٣	٣٠٧٩	٣٦٩٥	٤٣١٠	٤٩٢٥	٥٣٤٢	٦١٥٨
٣٢	٦٣٠٠	٨٠٤	١٦٠٨	٢٤١٣	٣٢١٧	٤٠٢١	٤٨٢٥	٥٦٣٠	٦٤٣٤	٧٢٣٨	٨٠٤٢
٣٨	٨٩٠٠	١١٣٤	٢٢٦٨	٣٤٠٢	٤٥٣٦	٥٦٧١	٦٨٠٥	٧٩٣٩	٩٠٧٣	١٢٠٧	١١٣٤١

أقطار اسياخ حديد التسليم التى تستعمل غالبا فى فرشه البلاطات المسلحه للأسقف ٨ ، ١٠ ، ١٢ مم ، وفى الكمرات والعمد المسلحه ١٠ ، ١٣ ، ١٦ ، ١٩ مم أما الكانات الرابطه لاسياخ حديد التسليح الطوليه فبأقطار ٦ ، ٨ ، ١٠ مم . أقطار أسياخ حديد التسليح المستعمله فى الأعمده المسلحه ١٣ ، ١٦ ، ١٩ مم .

وقد يعرف اسياخ حديد التسليح تجاريا برقم يدل على جهد الكسر Ultimate Strength فمثلا حديد التسليح ٣٧ يعنى ان الجهد المسموح به للكسر ٣٧ كجم / مم٢ أى ٣٧٠٠ كجم/سم٢ .

طريقه تشكيل أسياخ حديد التسليح

١ ـ سيخ عدل :

ويقصد به أسياخ الكمر سواء كانت أسياخ علويه أو سفليه .

٢ ـ سيخ مكسح :

يستعمل فى الكمرات والبيد المسلحه فى الاجزاء المعرضه لقوى القص SHEAR وتكسح الاسياخ فى الكمرات المسلحه والبيد عند $\frac{1}{5}$ البحر وعند $\frac{1}{4}$ البحر المجاور (اذا كان هناك بحر مجاور) ويكون التكسيح على زاويه ٤٥ درجه اذا كان سقوط الكمره لغايه ٤٠ سم واذا زاد عن ذلك يكسح على زاويه ٥٥ درجه .

٣ ـ تكريب الاسياخ :

ويقصد بتكريب الاسياخ هو تكسيح الاسياخ للفرش .

٤ ـ الفرش والغطاء :

عند تسليح البلاطات المسلحه للأسقف يعمل فرش وغطاء وتكون بالاقطار والاطوال المطلوبه ويكون الفرش دائما فى اتجاه البحر الضيق ثم يليه من أعلى ويكون عموديا عليه الغطاء ويكون فى اتجاه البحر الطويل وتربط الاسياخ للفرش مع اسياخ الغطاء بالسلك .

اجهادات حديد التسليح المسموح به فى الانشاءات

Allawable Reinforced Steel Streesses

لتحديد أقطار اسياخ حديد التسليح المستخدم فى الأعمده والاسقف والاساسات والكمرات والبيد يجب أولا تحديد نقطه الخضوع Yield Point وكذلك معامل المرونه Modulus of elasticity . فى الغالب معامل المرونه لجميع أنواع حديد التسليح ثابته وقيمتها ٢١٠٠ طن/سم^2 . ويختلف جهد الخضوع لحديد التسليح باختلاف نسبه الكربون فى تلوين الحديد . وفى الغالب يحدد جهد الأمان لحديد التسليح العادى مابين ١٢٠٠ ـ ١٤٠٠ كجم/سم^2 وجهد الأمان لحديد التسليح ذات الاجهاد العالى Higher-Strength Carbon Steels بالقيمه ١٨٠٠ كجم/سم^2 فى تصميمات المنشآت الزراعيه . ويلاحظ ان جهد الصرح به للتصميم فى مصر أقل من جهد الخضوع

Yield Stress بمعامل آمان من ٥ر١ ــ ٢ • ويوضح شكل (٢١ــ٥) العلاقه بين الاجهادات والانفعالات لأنواع مختلفه من حديد التسليح فى المدى ٤٠ كـب/بوصه² ــ ٩٠ كب/بوصه² اجهادات الخضوع Yield Stresses• وأيضا شكل (٢١ــ٦) يوضح العلاقه بين اجهادات الخرسانه ومقدار الاستطاله لوحده الأطوال (الانفعالات) لأنواع مختلفه من الخرسانات •

ثالثا : الخرسانه المسلحه

The Reinforced Concrete

تعرف الخرسانه المسلحه بأحتوائها على أسياخ حديد التسليح لمقاومه كلا جهود الشد والضغط ويوجد نوعين من الخرسانه المسلحه بخلاف الخرسانه المسلحه العاديه المستعمله فى المنشآت •

١ ــ خرسانه سابقه التجهيز Precast Concrete

وفيها يوضع الحديد مشدود فى الفورمه المعد لصب الخرسانه ثم يصب الخرسانه عليها • فمن فوائدها أن تتحمل قوة الشد أكثر من الخرسانه المسلحه العاديه كما أنها يمكن صب الخرسانه وعلمها خارج الموقع ثم ترفع للموقع • كذلك تكون اقتصاديه فى حاله ماإذا كان بحر السقف كبير فهى تقلل من كميه الحديد الموضوع وكذلك من حجم الخرسانه وسمكها والطرق المتبعه فى هذه النوع كالآتى :

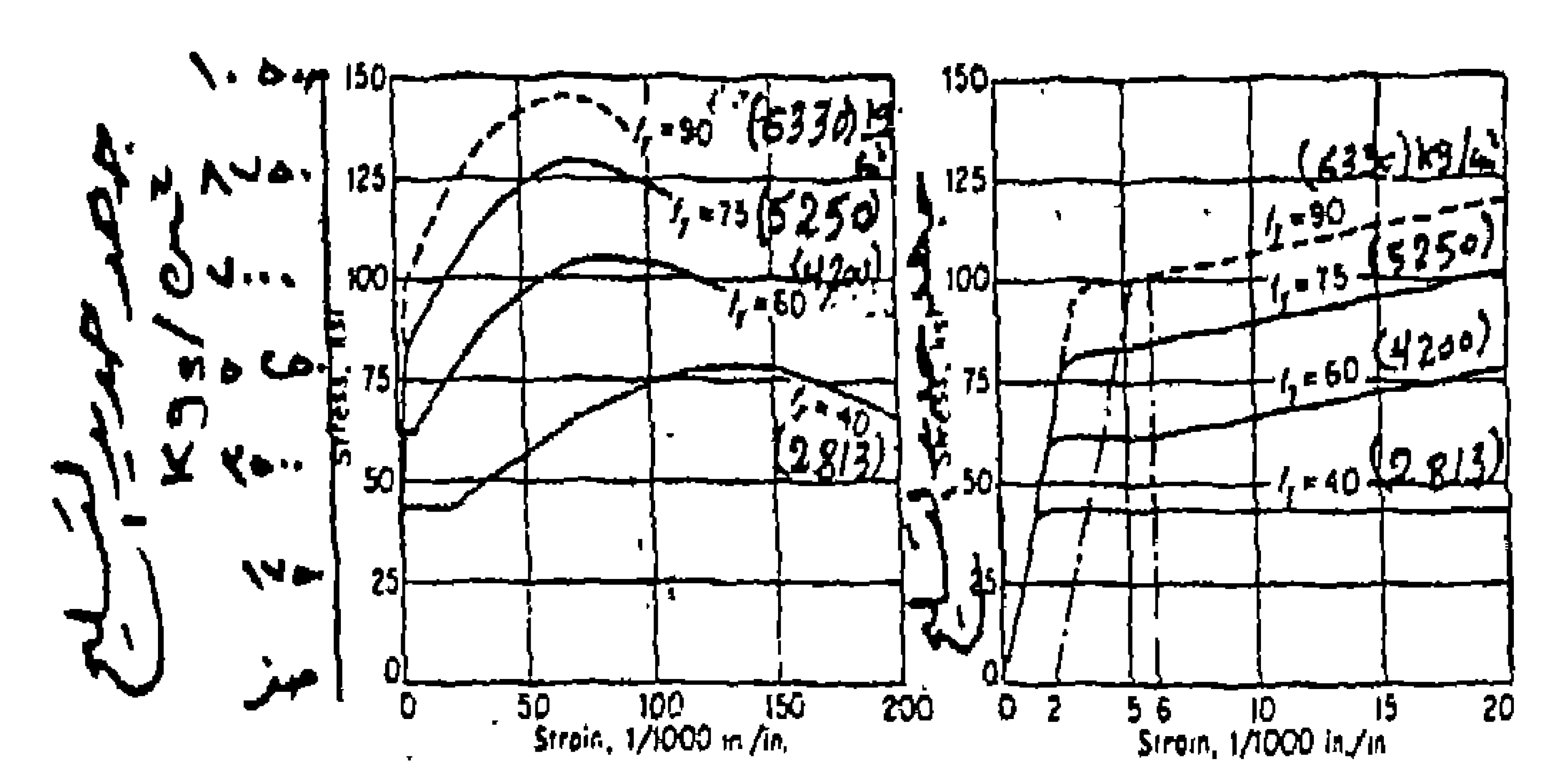
١ ــ وحدات توضع فى السقف الخرسانى Precast Floor and Roof Systems

٢ ــ صب الخرسانه على الأرض ثم تميله ليكون حائط Telt-Up Construction

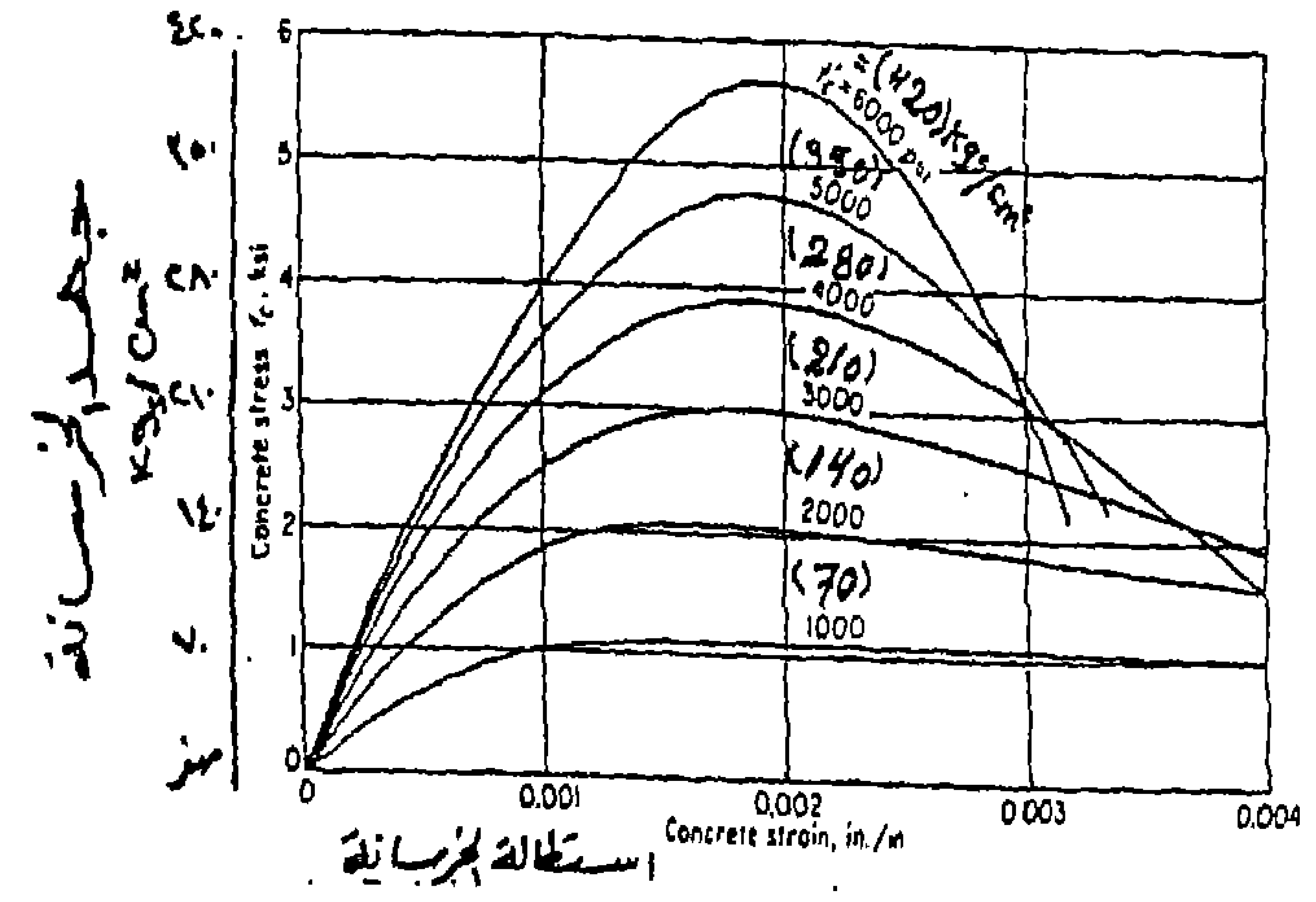
٣ ــ وضع خراسانه الارض والسقف فوق بعض مع عمل فاصل بينهما لعدم لصقها ثم رفعها لتكوين المبنى نفسه •

٢ ــ خرسانه بعد التجهيز Prestressed Concrete

وهى شد الحديد بعد صب الخرسانه بواسطه أحبال من الحديد وهذه الطريقه متبعة لتخفيض نسبه الحديد فى الخرسانه المسلحه وكذلك قطاع الخرسانه يمكن يقل وتستعمل هذه الطريقه كذلك فى البحور الكبيرة فى المبانى وتحمل الاعمال الثقيله • والطرق المتبعة فى عمل هذه الخرسانه كالآتى :



شكل (١-٥) العلاقة بين الإجهادات والانفعالات لأنواع مختلفة من حديد التسليح



شكل (١-٦) العلاقة بين اجهادات الخرسانة ومقدار الاستطالة لوحدة الطول

١ ـ شد الحديد بعد صب الخرسانه ويترك الحديد بعدما الخرسانه تأخذ قوتها والحديد
في هذا الوضع يأخذ وضع الضغط دائما   Pre-Tensioning

٢ ـ توضع مواسير أو مجارى داخل الخرسانه يدخل الحديد بها بعد صب الخرسانه وبعد
ما تأخذ قوتها ثم يدخل الحديد داخل المواسير ويشد ويثبت فى نهاية الخرسانه والحديد
يكون فى وضع الشد دائما فى هذه الحاله   Post-Tensioning

مواد البناء الأخرى
OTHER BUILDING MATERIALS

تعتبر مواد البناء أحد العناصر الاساسيه فى المنشآت الريفيه والتى تؤثر على تكاليف المبنى
وقد صنفت مواد البناء الى :

١ ـ مواد بناء معدنيه Metallic Materials

وتنقسم الى معادن حديديه مثل الحديد المطاوع والصلب وحديد الزهر ومعاون غير حديديه
مثل النحاس والنيكل والالومنيوم والرصاص والقصدير •

٢ ـ مواد بناء غير معدنيه Nonmetallic Material

وتنقسم الى مواد بناء مثل الاحجار والركام (رمل وزلط) والأسمنت والجير والجبس والاخشاب
والطوب وكذلك مواد أخرى مثل المطاط والفلسين والبلاستيك •

وقد انتشرت المبانى المشيده من الطوب الأحمر والخرسانه المسلحه فى الريف المصرى فى الآونه
الأخيرة وبخاصه فى مناطق الدلتا وكذلك استخدمت الاحجار والخرسانه المسلحه فى منطقه غرب
الاسكندريه حيث تنتشر المحاجر أما فى المدن الكبيرة وبعد الغاء استخدام الطوب الأحمر فى
المبانى انتشر استخدام الطوب الأسمنتى فى المنشآت بجانب الخرسانه المسلحه وكذلك انتشرت المبانى
المستخدم فيها المواد المعدنيه لزياده مقاومتها المحسوسه اذا قورنت بمواد البناء الأخرى وبالتالى
امكانيه زياده ارتفاع المبنى واستغلال الأرض فى التوسع الرأسى •

وعند اختيار ماده البناء يجب التأكد من توافرها فى منطقه البناء وكذلك مقاومتها للتآكل
وقدرتها على مقاومه الحرائق وأيضا معرفه خواصها الميكانيكيه وكذلك تأثير القوى على تلك المواد
من حيث الاجهادات Stresses ، التشكيل Deformation ، الانفعال Strains
المرونه Elasticity ، اللدونه Plasticity ، المطوليه Ductility ، منحنى
الاجهاد والانفعال Stress-strain diagram ، معاير المرونه Modulus of
Elasticity ، الصلابه Stiffness نسبه بويسين Poisson's Ratio ،
المقاومه Strength ، الزحف Creep الرجوعيه Resilience ، المتانه
Toughness ، الصلاده Hardness ، المطروقيه Malleability •

المواد العازلة للماء والرطوبة

(١) المواد العازلة

ان المباني تحتاج الى عزلها من المؤثرات الطبيعية فهناك عدة طرق مختلفة مستعملة لهذا الغرض فمنها ما يختص بعزل المباني عن رطوبة الارض ومنها ما يختص بعزلها عن مياه الامطار ، وما يختص بعزل داخل المبنى من الحرارة الخارجية من حرارة الصيف الشديد وبرد الشتاء القارس ومنها ما يختص بمنع مرور الاصوات وصدى داخل القاعات ويكفى ان اوضح فى هذا الكتاب المواد العازلة للماء والرطوبة.

ويتحتم فى المواد العازلة للماء والرطوبة ان تستوفى الشروط الاتية :

١ ـ يجب ان تكون مانعا مناعة تامة لمرور المياه .

٢ ـ يجب أن لا تشقق او تتفتت من جراء احمال او هبوط فى جزء من المبانى بل يجب ان تظل لينة او مرنة مع مرور الزمن .

٣ ـ يجب ان يكون الاسفلت المستعمل من اجود صنف ويورد على هيئة اقراص لاستعمالـه فى اى غرض وتكون مركبة من مسحوق الحجر الجيرى والبيتومين النقى بنسبة ١٢ : ١٧٪

٤ ـ يجب ان يكون البيتوم اللزج او السائل المستعمل خاليا من الزفت او القطران.

٥ ـ الخيش المشمع والمكسو بالبيتوم يجب ان يكون من اجود صنف بحيث يكون مغمورا بمحلول البيتوم بشكل يجعله مرنا ومانعا لمرور المياه تماما .

٦ ـ قبل عمل الدهان بالبيتومين الحار للحوائط الساندة للردم وغيرها يجب حك الحوائط بالفرشة السلك قبل الدهان وبلى العراميس جيدا بالبيتومين.

٢ - يجب مراعاة عند ملء فواصل التمدد بالاسطح ان توضع فوق المباني بعرض ١٠ سم قطعا من الشبك او الصفيح او الرصاص او اى مادة مناسبة اخرى حسب الرسومات اسفل المادة العازلة وذلك قبل وضع الالواح العازلة لتحميها من السقوط عند حدوث اى اهتزاز او تمدد بالمباني •

أنواع المواد العازلة للماء والرطوبة : Damp proof

أولا : مواد عازلة على هيئة مسحوق بودرة مثل البدلو والسلفرسيت والدنسول •

ثانيا : مواد عازلة على هيئة سوائل اوعجينة مثل السلفرسيت والسيكا (سيليكات الصوديوم وهى تضاف الى البياض) والتيكوزال والدريكون (Drikon) ومحلول البوتاسيوم النقى - وعلى هيئة عجين من الاسفلت •

ثالثا : لفات من الخيش المقطرن - من نوع فولكانايت (Vulcanite) او دافتسيو Daftsiou لفات اللباد المقطرن - الشمع - ورق مقطرن - اسفلتويد / ٣ - بلفوكس/٣ - فراميد الاسبستس - اسدية مخصوصة مسجلة بمركات ريكسوليت Rexolite روبرويد Ruberoid الواح تين تست Ten Test او شيلوتكس Celotex او انسلوود Insulwood - الواح الرصاص - معجون البلتوكس (المركب من البيتومين + الياف الاسبستس) - الواح الاردواز وقد يعمل منه بقاعات قوالب الصوب لاستخدامه كمادة عازلة افقية او يبنى بهذه القوالب خلف السطح الخارجى للحوائط لاستخدامه كمادة عازلة رأسية ' والريكزلايت وهو افضل الانواع العازلة للمباني عن الرطوبة ويستعمل افقيا وراسيا • وايضا الكالندرايت واساسه القار (الزفت) ويوضع على الحرارة مثل الاسفلت وهو مرن ويمنع الماء والرطوبة تماما واقل سمك منه ٣ مم ويستعمل رأسيا وأفقيا •

Area of Steel Bars Used in Egypt

φ	Weight	Area of cross section in cm2											
mm	Kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.222	0.283	0.565	0.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39
8	0.395	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03
10	0.617	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
13	1.042	1.33	2.65	3.98	5.31	6.64	7.96	9.29	10.26	11.95	13.27	14.60	15.93
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13
19	2.226	2.84	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	28.35	31.19	34.02
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.1	113.4	124.8	136.1

مكونات الخلطات الخرسانية وإجهادات الكسر

خلط وصب ميكانيكي وإستعمال هزازات (W/C= .50)

م	كمية الإسمنت في المتر المكعب	نسبة مكونات الخلطة بالوزن (كجم)				نسبة مكونات الخلطة بالحجم				إجهاد الكسر بعد ٧ أيام كجم / سم٢	إجهاد الكسر بعد ٢٨ يوم كجم / سم٢
		أسمنت	رمل	زلط	مياه (لتر)	أسمنت	رمل م٣	زلط م٣	مياه لتر		
١	٢٠٠	٢٠٠	٦٠٠	١٢٠٠	١٠٠	٤ شكاير	٠,٣٦٥	٠,٧٣	١٠٠ لتر	٨٠ – ٩٠	١٠٠ – ١٢٥
٢	٢٥٠	٢٥٠	٦٢٥	١٢٥٠	١٢٥	شكاير	٠,٣٩٥	٠,٧٨٨	١٢٥ لتر	١٠٠ – ١٢٠	١٥٠ – ١٧٥
٣	٣٠٠	١٠٠	٧٧٥	١٢٠٠	١٥٠	٠ شكاير	٠,٤٧٠	٠,٧٩٠	١٥٠ لتر	١٨٠ – ٢٠٠	٢٥٠ – ٣٠٠
٤	٣٥٠	٣٥٠	٦٩٠	١٣٠٠	١٧٥٠	٧ شكاير	٠,٤٢٠	٠,٧٩٠	١٧٥ لتر	٢٠٠ – ٢٥٠	٣٠٠ – ٣٥٠
٥	٤٠٠	٤٠٠	٦٨٠	١٣٠٠	٢٠٠	٨ شكاير	٠,٤١٠	٠,٧٩٠	٢٠٠ لتر	٢٥٠ – ٣٠٠	٣٥٠ – ٤٠٠

جدول (٥-١) إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

أنواع الاجهادات	المصطلحات	اجهادات التشغيل وفقا لأنواع الخرسانة حسب مقاومتها المميزة للمكعب القياسي بعد ٢٨ يوما كجم/سم^{2}						
مقاومة الخرسانة المميزة	F_{cu}	١٥٠	١٧٥	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
الضغط المحورى	F_{co}	٤٠	٤٥	٥٠	٥٥	٦٠	٦٥	٧٠
الانحناء أو الضغط كبير اللاتمركز	F_c	٦٥	٧٠	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٠	١٠٥
القص أو اللى لمقاومة الخرسانة للقص								
بدون تسليح فى البلاطات	q_c	٧	٧	٨	٨	٩	٩	٩
والقواعد								
بدون تسليح فى الأعضاء	q_c	٥	٥	٦	٦	٧	٧	٧
وجود تسليح جذعى فى جميع الأعضاء القص واللى معا	q_2	١٥	١٥	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١
القص الثاقب	q_{cp}	٧	٧	٨	٨	٩	٩	١٠
الصلب								
١- صلب طرى ٣٥/٢٤	f_c	١٢٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠
٢- صلب ٤٥/٢٨		١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠
٣- صلب ٥٢/٣٦		-	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠
٤- صلب ٦٠/٤٠		-	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠
٥- شبك ملحوم ٥٢/٤٥								
أملس		-	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠
ذو النتوءات أو ذو العضات	١	-	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠

♦ هذه الاجهادات فى حالة الكمرات والبلاطات التى تخانتها تزيد عن ٢٠سم وتنقص الاجهادات المسموح بها تبعا لسمك البلاطات عن القيم المعطاة بمقدار ٥ ، ١٠ ، ١٥ ، ٢٠ كجم/سم^{2} على التوالي للبلاطات ذات سمك ٢٠،١٢،١٠،٨ سم.

1. Load Distribution According to U.A.R

R	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
β	0.35	0.29	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08

2. Load Distribution According to Marcus

R	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	.396	.473	.543	.606	.660	.706	.746	.778	.806	.830	.849
β	.396	.323	.262	.212	.172	.140	.113	.093	.077	.036	.053

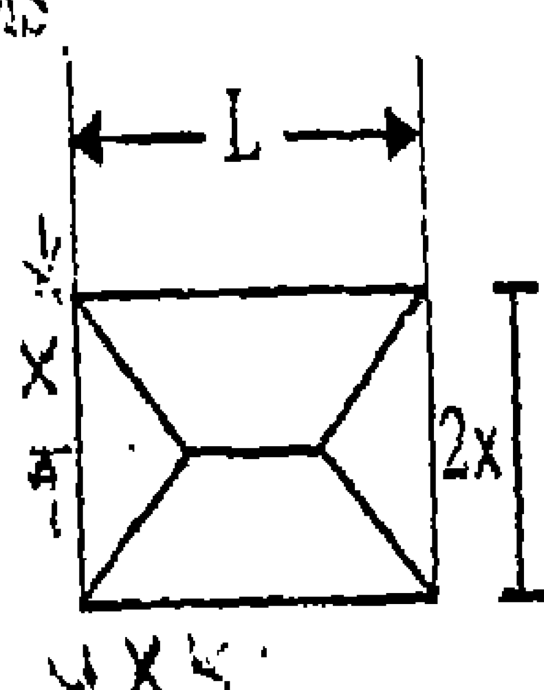
3. Load Distribution According to Grashoff :

R	1.00	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.00
α	.500	.595	.672	.742	.797	834	.867	.893	.914	.928	.941
β	500	.405	.328	.258	.203	166	.131	107	.086	.072	.059

$$r = \frac{m.b}{m.a}$$; Where m= 0.87 for continuity at one end of the slab

0.76 for continuity at both ends of the slab

VIII.2. EQUIVALENT LOAD FOR DESIGN OF BEAMS :



1. From two way Slabs:

R	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	.667	.725	.769	.803	.829	.852	.870	.885	.897	.908	.917
β	.500	.545	.583	.615	.643	.667	.688	.706	.722	.737	.750

الباب الثامن (ملحق B)

تصـــنيف وأنواع الأحمال والركائز والاتزان الاستاتيكى للمنشآت

Classification of Loads

تصنيف الأحمال

أحد المهام الرئيسية والصعبة علىٰ مهندس الإنـــشاءات أنـــه يحـــدد الأحمال التى تؤثر على الإنشاء ويجب على المصمم أنه يحسب أكبر حمـــل ممكن أن يتعرض له الإنشاء فمثلا فى تصميم كوبرى يجب أن يأخذ الأحمال على أساس أثقل مركبة تسير عليه وكذلك أقصى سرعة للرياح فـــى نفـــس الوقت. ويمكن تقسيم الأحمال إلى:

1- أحمال ميتة Dead load

وهذه أحمال لها قيمة ثابتة ولا تتحرك وتتكون من وزن الإنشاء نفسه بما فيه من أعمدة column وكمـــرات Beams وحـــوائط Walls و ســـقف Slap...الخ. وجد انه من المهم فى التصميم دخـــول الأحمـــال الميتـــة فـــى حسابات الاجهادات وعليه يمكن إعادة الحسابات مرة ثانية حيـــث أن أوزان الإنشاء لم تكن محددة عند التصميم. وتوجد جداول لتحديد أوزان كـــل نـــوع من الأحمال.

2- أحمال حية Live loads

هى أحمال تغير وضعها على الإنشاء ويمكن ان تتغير فـــى قيمتهــا magnitude مثل المركبات – الناس أو الضغوط الناتجــة مـــن الريـــاح أو ضغط المياه أو التربة على الحوائط الساندة أو دوران أجــزاء معينـــة مـــن الإنشاء أو يحدث أجهادات حرارية نتيجة زيادة درجات الحرارة فى بعــض الأحيان قد تسمى الأحمال الحية بالأحمال المتحركة Moving loads مثل snow والعفش.......الخ.

يلاحظ فى المناطق الباردة يضاف نوع جديد من الأحمــال يــسمى Snow and Ice loads.

3- أحمال مفاجئة Impact loads

وهى الأحمال التى تنشأ من اهتزازات المنشأ نتيجة للأحمال الحيــة المفاجئة حيث يحدث أجهادات عالية جدا فى فترات زمنية قليلة وهذا يحــدث مثلا عند مرور قطار على كوبرى.

4- الأحمال الجانبية lateral loads

وهى تتمثل فى الرياح والزلازل من حيث ضـــغط الريـــاح wind pressure وهذا النوع مهم جدا بأخذه فى الاعتبار عند تصميم مبنى عالى – ونجد أن الرياح تشكل ضغط على أحــد الجوانــب Vertical Windward surfaces وكذلك خلخلة على الجانب المقابل.

وتوجد علاقة تحدد ضغط الرياح على الأسطح كالآتى:

$$p_n = P\frac{2\sin\alpha}{1+\sin^2\alpha}$$

Where:

p_n = pressure normal to the surface

p = pressure if surface was vertical

α = Angle between wind and roof surface

أيضا توجد معادلة لحساب الضغط الـديناميكى dynamic pressure كدالـة لأكبر سرعة هواء فى المنطقة

$$p = 0.002558\ V^2$$

ويمكن حساب الحمل الناتج من تأثير الرياح

$$p = 0.005 V^2$$

Where:

P = is the Velocity pressure, Kg/ m^2, normal to the surface

V = is the air speed Km/hr at air density of 1.24 Kg/m^3

أنواع الأحمال

Types of Loads

يمكن تقسيم الأحمال إلى الأنواع الآتية كما هو موضح بشكل (8 – 1):

1- أحمال مركزة فى نقطة Concentrated loads

يعرف بأنه الحمل الذى يؤثر فى نقطة معينة وفى اتجاه معلوم.

2- أحمال موزعة Distributed loads

وهى الأحمال التى لا يركز تأثيرها عند نقطة معينة بل إلى مساحة كبيرة من الإنشاء ويمكن تقسيمها إلى:

أ-حمل موزع توزيعا منتظما Uniform loads

حيث أن كثافة الحمل واحد على خط الإنشاء

ب-حمل غير موزع بانتظام Non- uniform loads

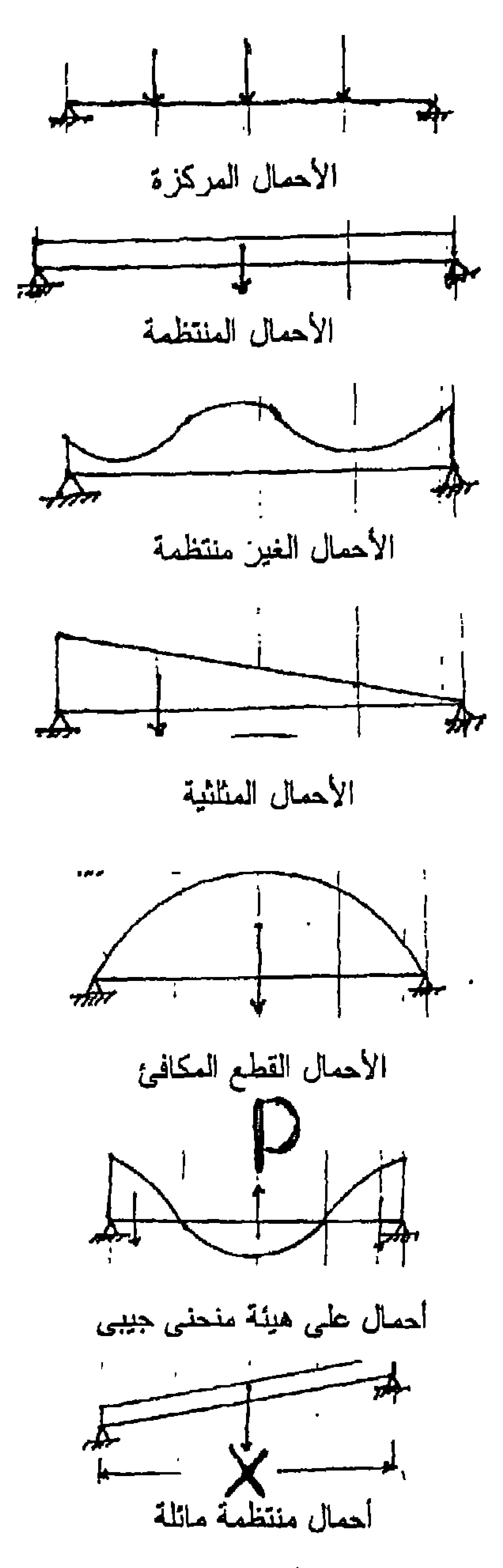
حيث أن كثافة الحمل ليست واحدة على خط الإنشاء

ولكن من المحتمل أنها توزع بانتظام لتحقيق علاقة هندسية بحيث يكون التغير فى الكثافة الحمل خاضعا لعلاقة خطية من الدرجة الأولى Linear Distribution.

أو مثلا علاقة تحددها معادلة قطع مكافئ من الدرجة الثانية أو أكثر ويسمى توزيعا مكافئا Parabolic Distribution.

أو مثلا أحمال موزعة على هيئة منحنى جيبى أو جيب تمام sine & cosine Loading

ممكن أن تكون الأحمال الموزعة غير متعامدة مع خط الانشاء عند نقطة تأثيرها



شكل (8 – 1) يوضح أنواع الأحمال المختلفة Types of Loads

ويلاحظ أن تظليل الحمل يأخذ اتجاه هذا الحمل والكثافة هنـا يعطـى الحـد الطولى من الأحمال أما فى الاتجاه الأفقى وتسمى الكثافة فى هـذه الحالـة كثافة على المتر الأفقى Intensity Per horizontal meter

أو يكون قياس على طول المحور المائل وتسمى كثافة على المتـر المائل Intensity Per meter inclined.

Types of supports
أنواع ركائز الإنشاءات

الركائز تستخدم فى ارتكاز الإنشاء عليها حيث تؤثر عندها مركبات ردود الأفعال اللازمة لإحداث الاتزان فى الإنشاء وتحت تأثير ما عليه من أحمال. وتحدد نوع الركيزة طريقة تثبيت المنشأ وتتوقف بالتالى مركبات ردود الفعل اللازمة على نوع الركيزة أو طريقة التثبيت، والغرض من أى ركيزة هو منع الحركة كليا أو جزئيا عند نقطة الارتكاز والحركة تنقسم إلى:

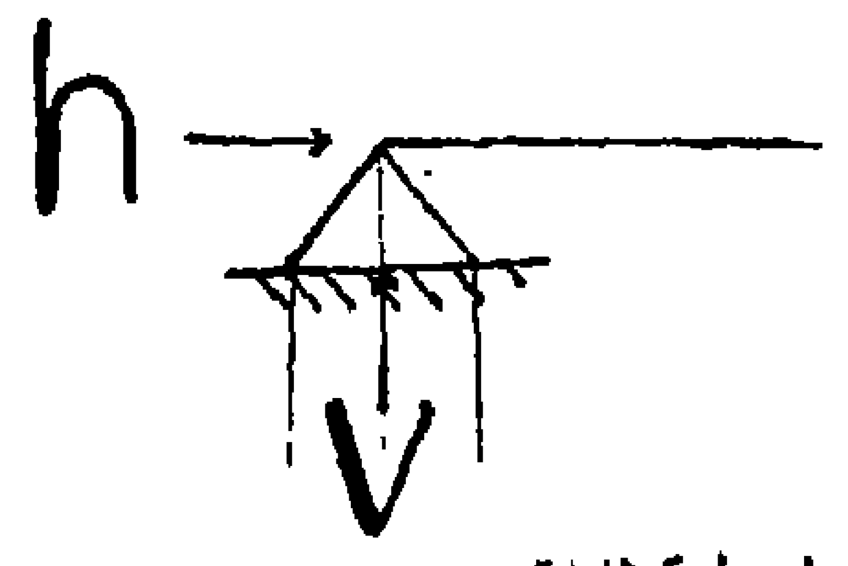
1- حركة انتقال Translation

2- حركة دوران Rotation

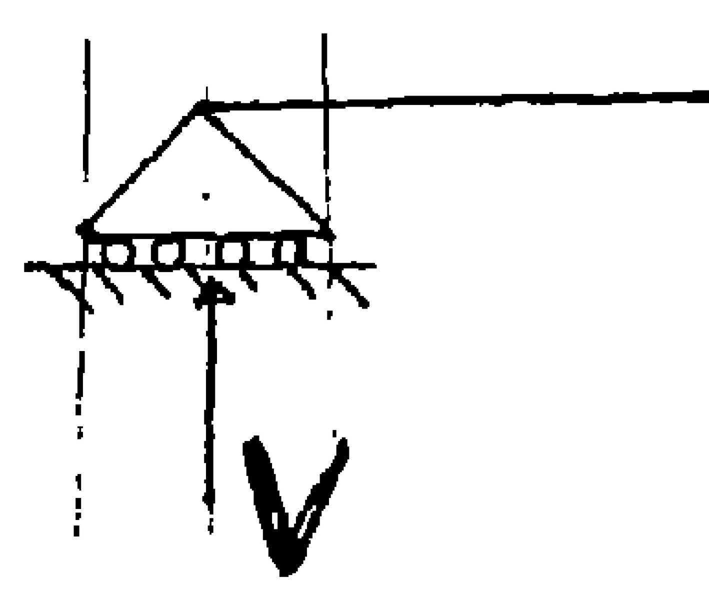
وتنقسم الركائز عادة إلى الأنواع الأساسية التالية كما هو موضح بشكل (2 – 8):

1- ركيزة مفصلية ثابتة Hinged or Pin type support

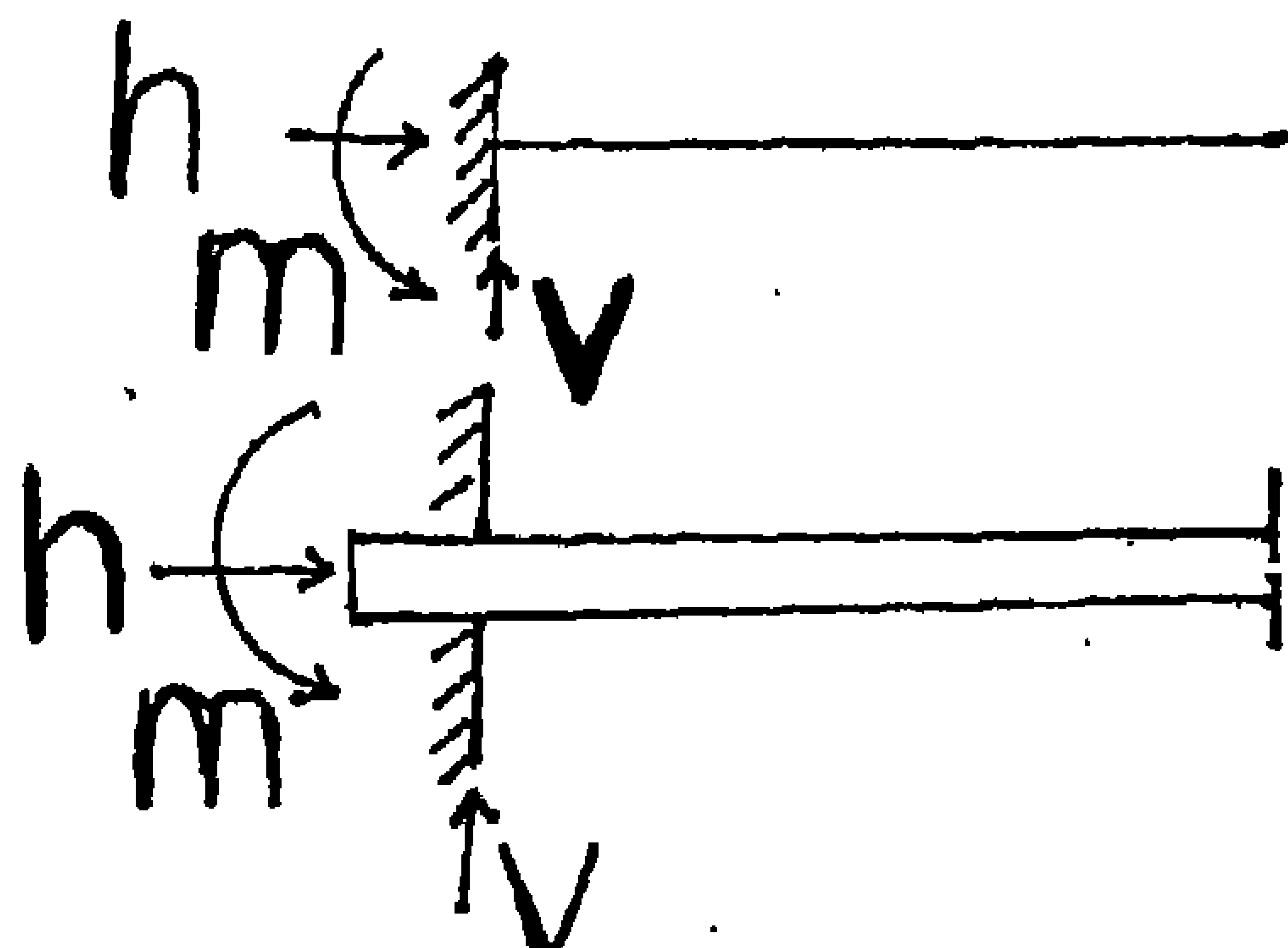
هذا النوع من الركائز لا يسمح بالحركة الانتقالية فى الاتجاه الأفقى والرأسى ولكنه يسمح بالدوران حول المفصلة وذلك لتثبيته بالأرض لذلك يوجد نوعين مجهولين من القوى على المفصلة قوة مطلوبة لتمنع الإنشاء من الحركة الأفقية وقوة مطلوبة لتمنع Two unknown forces at hinge. الإنشاء من الحركة الرأسية.



Hinged support ركيزة مفصلية ثابتة



Movable Support ركيزة مفصلية متحركة



Fixed End Support ركيزة تامة التثبيت



Pendilum Support ركيزة بندولية

شكل (8 – 2) يوضح أنواع ركائز الإنشاءات

2- ركيزة مفصلية متحركة

Roller type of support or Movable support

هذه الركيزة تسمح بالدوران كما تسمح بالحركة الانتقالية فى اتجـاه أفقى أو (الحركة فى اتجاه عمودى على المفصلة) وبذلك يكـون المجهـول الوحيد هو رد فعل الركيزة. هذا النوع من الركائز هو ركيزة مفصلية ثابتـة تتحرك على اسطوانات معينة تسمح لها بالانتقال.

3- ركيزة تامة التثبيت Fixed end support

فى هذه الركيزة لا يسمح للإنشاء بالدوران أو الحركة الانتقالية وهذا يعنى أن $V = H = \theta$

حيث θ مقدار الدوران بالزاوية وبذلك يكون رد الفعل بين الركيزة مكـون من ثلاثة مركبات فى الاتجاه الرأسى والاتجاه الأفقى وعزم تثبيـت للتغلـب على الحركة الرأسية والأفقية والدوران.

4- ركيزة بندولية

Link type of Suport Pendulum type of support

فى هذه الركيزة تلاحظ أن المفصلات فى نهاية عضو الانشاء سهل الحركة غير مقاوم (Frictionless). فقط تأثير القوة يكون فى اتجاه الوصلة (أى الخط الواصل بين المفصلين) أما الحركة الدائرية والحركة عمودى على الخط الواصل بين المفصلين ممكن.

Statically Determinate structures

الاتزان الاستاتيكى للإنشاء

بمناقشة الركائز اتضح أنه لكى يكون الإنشاء محدد استاتيكياً (أى يمكن تحديد جميع مركبات رد الفعل وكذلك القوى الداخلية عند أى قطاع) يجب أن تكون عدد المجاهيل مساويا للعدد المعادلات وبالتالى يمكن إيجاد المجاهيل باستخدام شروط الاتزان الاستاتيكى وفى الحالة يطلق على الإنشاء أنه محدد استاتيكا خارجيا Statically Determinate Externally أما الإنشاء الذى يزيد فيه مركبات رد الفعل عن المعادلات اللازمة لإيجاد قيم تلك المركبات يقال للإنشاء أنه غير محدد استاتيكيا Statically Indeterminate Structures.

فى بعض الحالات قد يكون الإنشاء محدد استاتيكياً من الخارج ولكن مع ذلك يظل غير محدد استاتيكيا من الداخل Internal Statically Indeterminate بحيث لا يمكن إيجاد القوى الداخلية المؤثرة على القطاع دون الاستعانة بدراسة التغير الذى يطرأ على شكل المنشأ نتيجة الأحمال المؤثرة عليه.

لاستكمال تلك النقطة يجب تعريف Geometric Instability or Geometric Stability وهى خاصة بتأثير وأماكن القوى والمركبات التى تؤثر على الإنشاء فكثير من الإنشاءات قد تحتوى على عدد كبير من مركبات رد الفعل أكثر من عدد المعادلات وفى هذه الحالة يكون المبنى غير متزن unstable. ويجب إعادة تصميم المبنى أو سنجد أن الإنشاء يعدل من مكان وتأثير القوى عليه.

Shear Force & Bending Diagrams

من المهم لمصمم الإنشاء أن يتفهم توزيـــع قـــوى القـــص وعـــزوم الإنحناء وأشكالهم بحيث أن فهـــم Bending Diagrams and Shear Force عند أى نقطة فى الكمرة مثلاً يمكن معرفتها بحيث يكون تصميم المبنى على أسس هندسية سليمة. قوى القص وعزوم الانحناء تنتج مـــن تـــأثير القـــوى الخارجية أو الأحمال الخارجية External Loads. ويعرف قـــوى القـــص، وعزوم الانحناء كالآتى:

Shear:

Is defined as the algebraic summation of the external forces to the left or to the right of a section that one perpendicular to the axis of the beam.

Bending Moment:

Is the algebraic sum of the moments of all of the external forces to the left or to the right of the particular section, the moments being taken about on axis through the centroid of the cross section.

وتوجد بعض العلاقات الحسابية والتفاضلية والتى تـــربط الأحمـــال (W) , (M), (P) وقوى القص أو عزوم الانحناء فى المبنى بحيث أن:

$$\frac{d\phi}{dx} = +w \text{ ....(1)}$$

$$\frac{dM}{dx} = +\phi \text{ ....(2)}$$

يلاحظ أن العلاقة فى المعادلة رقم (1) تصف معدل تغير القص عند أى نقطة على الكمرة يساوى الحمل لوحدة الأطوال عند هذه النقطـــة وهــذا يعنى أن ميل منحنى القص عند أى نقطة يساوى الحمل عند هذه النقطة.

ويلاحظ أن العلاقة فى المعادلة رقم (2) معدل تغير عزوم الانحنـــاء عند أى نقطة يساوى القص عند هذه النقطة وبالمعنى الهندسى أن ميل عزوم الانحناء عند نقطة يساوى القص عند هذه النقطة.

القوى الداخلية للقطاع

Internal Forces

لكى يكون الإنشاء فى حالة اتزان استاتيكى لابد وأن يكون كل جزء من هذا الإنشاء فى حالة اتزان استاتيكى أيضاً وأن القــوى الداخليــة لهــذا القطاع لابد أن تكون فى حالة أتزان أيضاً لأن الهــدف الرئيــسى لنظريــة الإنشاءات هو إيجاد القوى الداخلية فى القطاعات المختلفة وتوزيع هذه القوى على القطاع وقد تسمى هذه القــوى الداخليــة Internal Forces بمــؤثرات الإجهاد الداخلى Internal Straining Action دعنا الآن ندرس قطاع فــى كمرة بسيطة Simple Beam ونفرض أن الكمــرة قطعتــه إلــى جــزئين Two Free Bodies كما هو موضح بشكل (8 – 3).

سنجد أن القوى الداخليــة Internal Forces وهــى قــوى القــص Shear Force القــوى العموديــة Axial Force وعــزوم الانحنــاء Bending Moment ، هذه القوى على يسار القطاع تأخذ الاتجاهات المبينة فى الشكل ولكن القوى على يمين القطاع تأخذ الاتجاهات العكسية وهذا يعنى أن القوى التى تجعل الكمرة تتحرك إلى أعلى نجد أن قوى داخلية أيضاً تعمل على جذب الإنشاء إلى أسفل وبالتالى يتحقق الاتزان إذا كانت هــذه القــوى الجذب متساوية.

1- قوة عمودية Normal Force على القطـاع وهـى تـساوى مجمـوع المركبات العمودية على القطاع لجميع القوى المؤثرة على أحد جـانبى القطاع بما فيها قوى رد الفعل (N).

2- قوى فى مستوى القطاع (قوى القص Shearing Force) وهى تـساوى مجموع المركبات الموازية للقطاع والمتعامدة على المحور لجميع القوى المؤثرة على أحد جانبى القطاع بما فى ذلك قوى رد الفعل علـى هـذا الجانب (Q).

3- عزم انحنـاء Bending Moment وهـو يـساوى مجمـوع العـزوم الاستاتيكية حول مركز القطاع لجميع القوى المؤثرة على أحـد جـانبى القطاع بما فى ذلك قوى رد الفعل (M).

Sign Convention
اصطلاحات الإرشادات

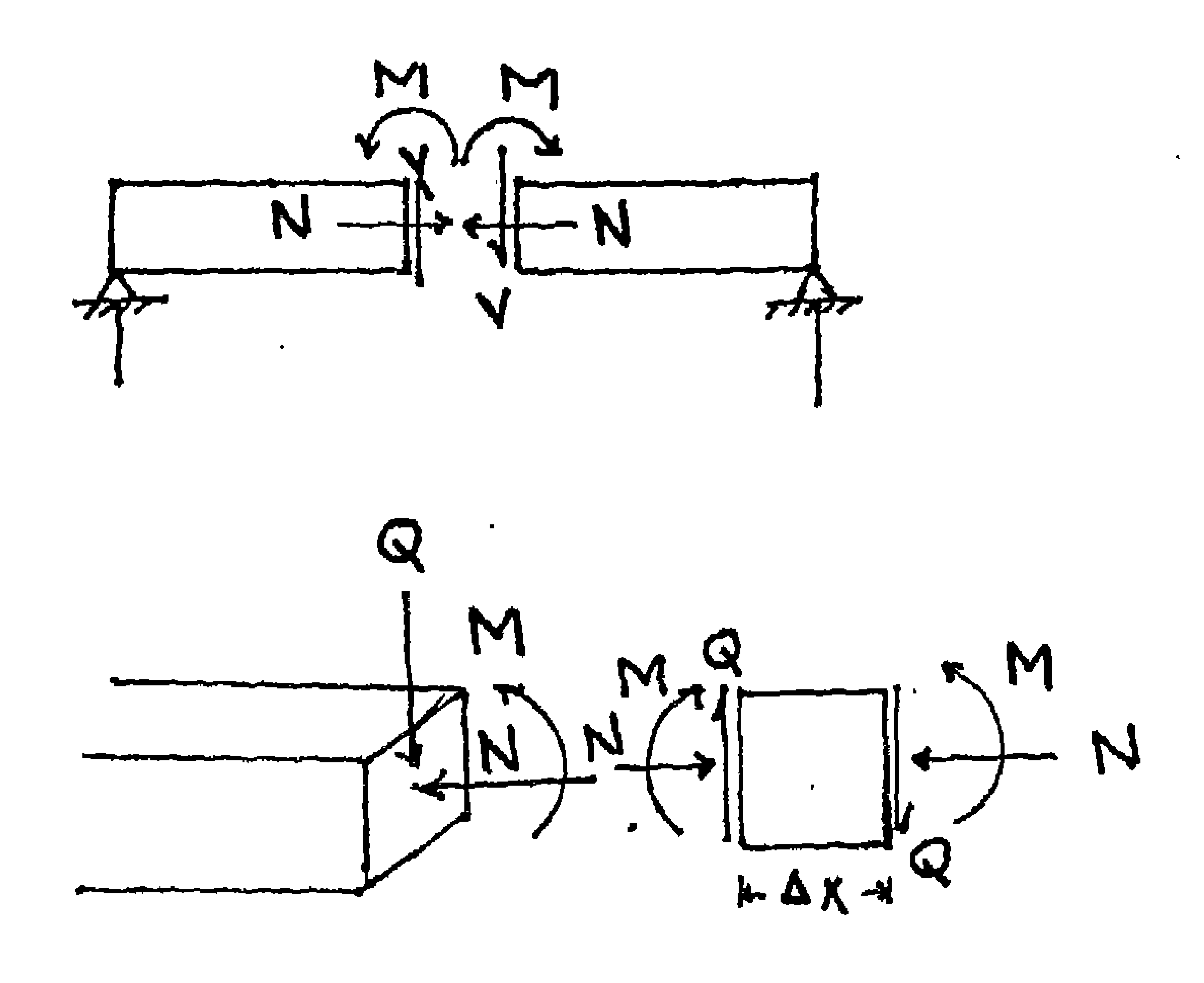
الإشارات التى تستخدم للدلالة على قوى الضغط والشد أو ذلك يمكن معرفتها كالآتى:

1- القوى العمودية Normal Forces

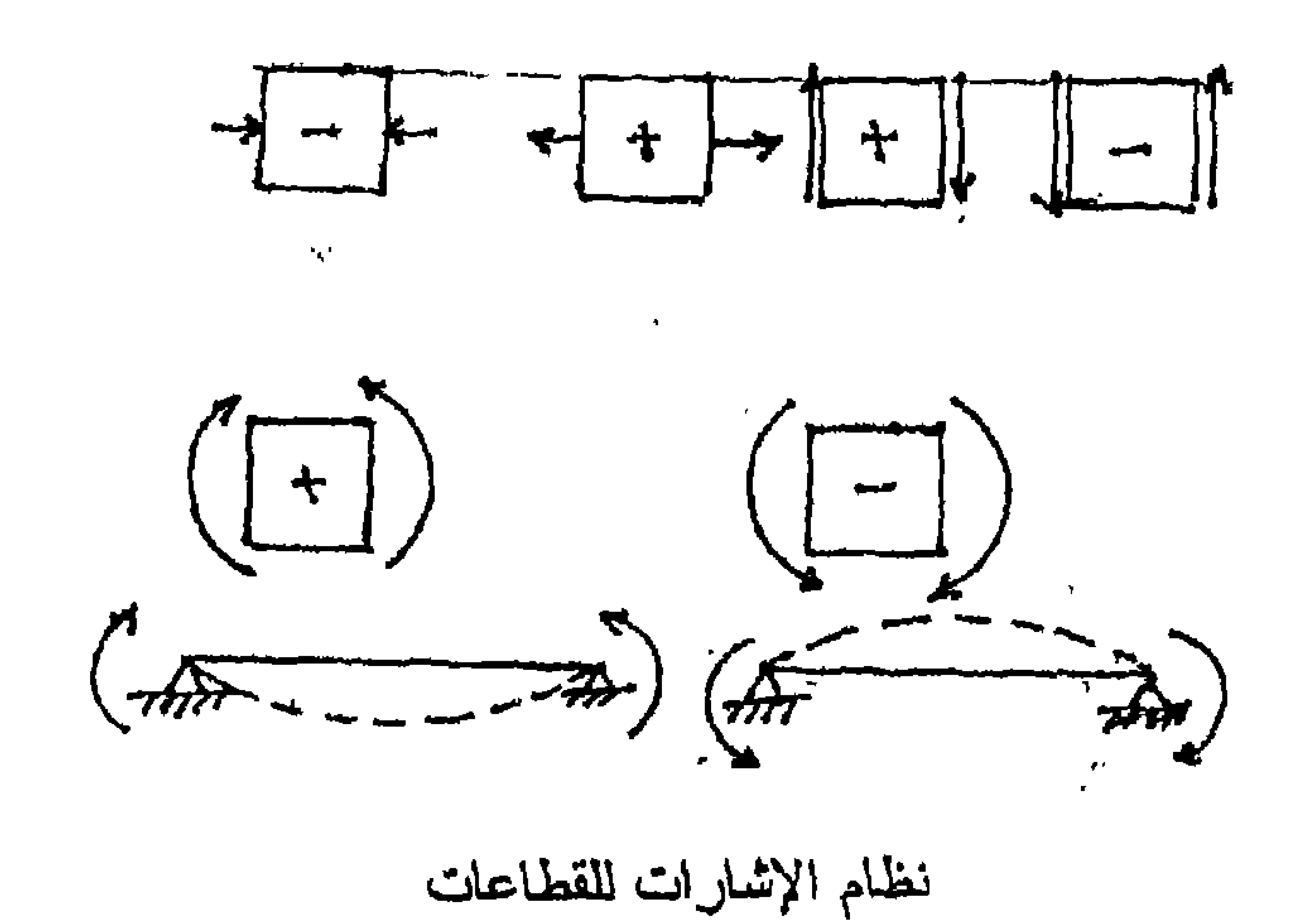
قوى الشد تأخذ إشـــارة موجبـــة (+) وقـــوى الـــضغط تأخـــذ إشـــارة سالبة (-) شكل (8 – 3).

2- قوى القص Shearing Forces شكل (8 – 3)

3- عزوم الانحناء Bending Moment شكل (8 –



القوى الداخلية للقطاعات



نظام الإشارات للقطاعات

شكل (8 – 3) يوضح نظام الإشارات والقوى الداخلية للقطاعات

Shear Moment diagrams

أشكال قوى القص وعزوم الانحناء

لرسم شكل قوى القص بالطريقة القياسية Standard method يبــدأ من نهاية الإنشاء من الشمال ويتم رسم القص متجها إلى اليمين للإنشاء. فى حالة تواجد القوى الراسية نجد أن القص يرسم خط أفقى لتوضيح أن قــوى القص لا تتغير. وعندما نجد أنشاء يحتوى على أحمال منتظمــة uniform Loads نجد أن قوى القص تتغير بقيم ثابتة لوحدة الأطوال ويمكن أن تمثــل بخط مستقيم ولكنه مائل فى الشكل.

شكل عزوم الانحناء عند نقط مختلفة من الإنشاء يمكن الحصول على قيمتها بأخذ العزوم عند هذه النقط وتوجد طريقة سنشرح فى النقطة القادمــة لإيجاد قوى القص والعزوم بطريقة عملية.

Moment Diagram Drawn from shear Diagrams:

التغير فى عزوم الانحناء بين نقطتين على إنشاء وجد أنــه يــساوى القص بين تلك النقطتين مضروباً فى المسافة بــين النقطتــين $dM = V\ dx$ وبذلك نجد أن التغير فى عزوم الإنحاء يساوى المساحة بين منحنــى قــوى القص بين النقطتين.

أيضاً عندما يمر قوى القص بالقيمة Zero نجد أن معدل التغير فــى عزوم الانحناء يساوى صفر $\left(\frac{dM}{dx} = 0\right)$ وأن عزوم الانحنــاء (عنــد النقطة التى فيها قوى القص تساوى صفر) أكبر أو أصغر قيمة له. إذا تغير

القص من قيمة موجبة إلى قيمة سالبة ورسم عزوم الانحناء من الشمال إلى اليمين، نجد أن عزوم الانحناء ستصل إلى اعلى قيمة موجبة عند هذه النقطة.

إذا تغير القص من قيمة سالبة إلى قيمـــة موجبـــة نجـــد أن عـــزوم الانحناء تصل إلى أعلى قيمة سالبة.

Mechanical Properties pf Building Materials

الخواص الميكانيكية للمواد البناء

1- Loads and stresses	الأحمال والإجهادات
2- Deformation and strains	التشكل والانفعال
3- Elasticity and plasticity	المرونة واللدونه
4- Ductillity and Brittleness	الممطولية والقصافية
5- Stress- strain diagram	منحنى الإجهاد والانفعال
1- Elastic Limit Stress	إجهاد حد المرونة
2- Proportional Limit Stress	إجهاد حد التناسب
3- Yield Stress	إجهاد الخضوع
6- Molulus of Elasticity	معايير المرونة
7- Stiffness	الصلابة
8- Poisson's Ratio , μ	نسبة بوايسون

$$\mu = \frac{\text{Lateral Strain}}{\text{Longitudinal Strain}} = \frac{\text{الانفعال الجانبى المتعامد على المحور}}{\text{الانفعال المحورى}}$$

μ (for steel) = 0.26

μ (for concrete) = 0.15

9- Strength	المقاومة
1- Elastic Strength	المقاومة المرنة
2- Ultimate Strength	المقاومة القصوى

10-	Creep	الزحف
11-	Resilience	الرجوعيه
	Modulud of resilience	معامل الرجوعيه
12-	Toughness	المتانة
	Modulus of Toughness	معامل المتانة
13-	Hardness	الصلادة
14-	Malleability	المطروقية
15-	Buckling	الانبعاج

وسبق دراسة الخواص الميكانيكية للمواد فى مقرر اختبـــار المـــواد Test of Materials بجانب التعرف على معادلة أويلـــر للأعمـــدة النحيفـــه Euler's Formula for Slender Columns ونـــسبة النحافـــة للعمـــود Slenderness ratio، والمقاومة اللدنـــه فـــى الانحنـــاء (معـــايير الكـــسر) Modulus of repture

مثال:

عمود طوله 6 m مثبت تثبيتا مفصليا عند طرفيه ومقطعه مـستطيل أبعـاده 15 × 40 cm . فـإذا معامـل المرونـة لمـادة العمـود Modulus of Elasticity 2.1×10^5 kg/ cm² والمقاومة المرنة Elastic strength 200 kg/ cm². أحسب أقصى حمل محورى يمكـن أن يتحملـه العمود.

الحل:

Cross Section area of column = 15 × 40 = 600 cm²

Moment of Ineria

$$I_x = \frac{a\,b^3}{12} = \frac{15 \times (40)^3}{12} = 80000 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{a^3\,b}{12} = \frac{(15)^3 \times (40)}{12} = 11250 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{80000}{600}} = 36.5 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{11250}{600}} = 4.33 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_{min}} = \text{slenderness ratio} = \frac{600}{4.33} = 138.6$$

f_{cr} Critical Stress الإجهاد الحرج

$$f_{cr} = E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} = \frac{(3.14)^2 (2.1 \times 10^5)}{(138.6)^2} = 108 \ kg/cm^2$$ حيث

أن:

$$f_{cr} < f_e$$

$$108 \ kg/cm^2 < 200 \ kg/cm^2$$

$\therefore$ Maximum load carrying by column

$$P_E = P_{cr} = f_{cr} \times A$$

$$= (108)(600) = 64800 \ kgs = 64.8 \quad Tons$$

ملحوظة: معادلة إيلر Euler's Formula Slender columns

$$P_E = \frac{(\pi)^2 \ EI}{L^2}$$

P_E = Critical Load

$$f_{cr} = f_E = \frac{P_E}{A} = \frac{(\pi)^2 \ EI}{AL^2}$$

f_{cr} = Critical Stress

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

r = radius of gyration نصف قطر التدويم

$$f_{cr} = E = \frac{(\pi)^2 \ E}{(L/r)^2}$$

نسبة النحافة للعمود:

$\frac{L}{r}$ = Slenderness Ratio

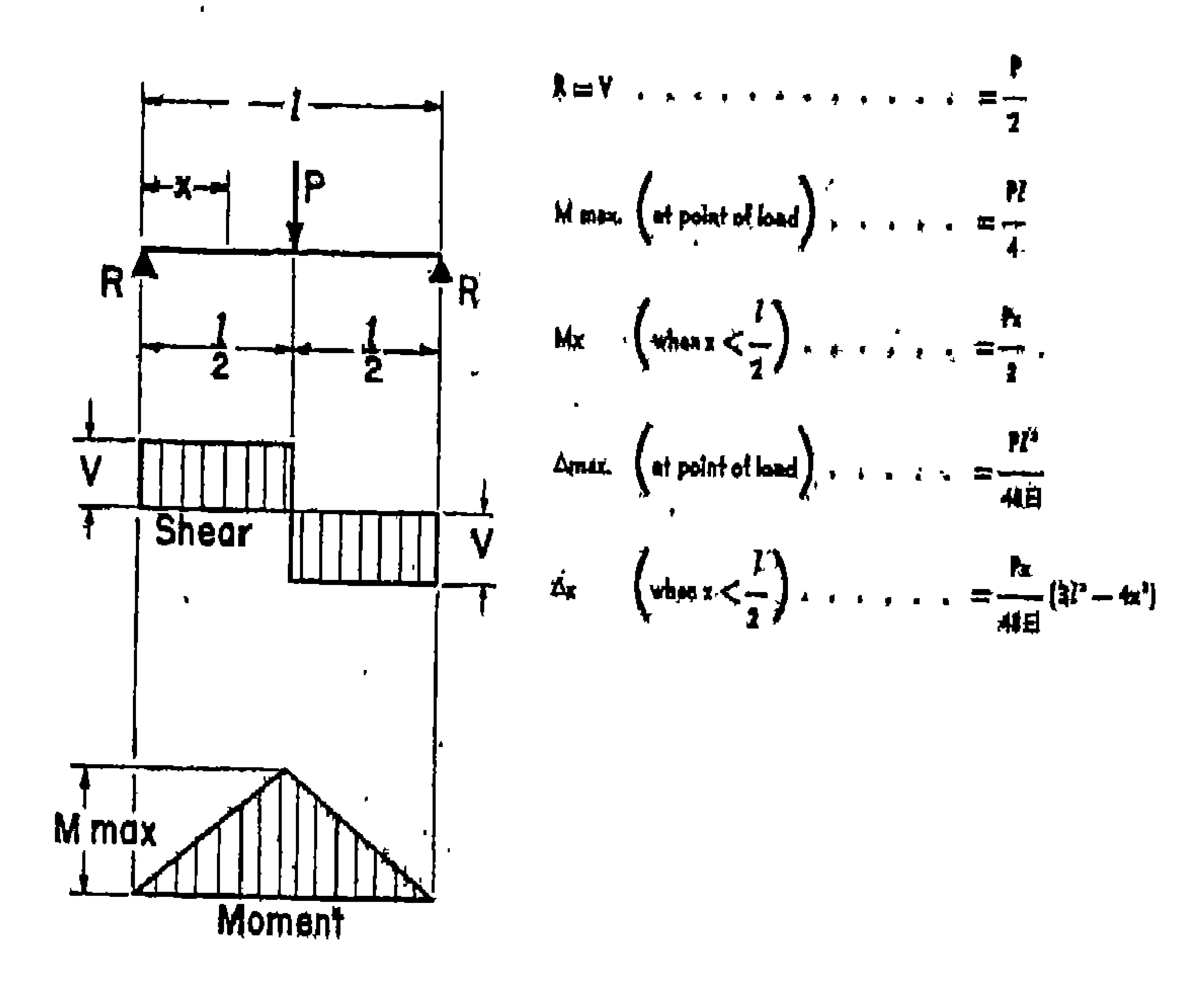
الباب الثامن (ملحق C)

توزيع قوى القص وعزوم الإنحناء للكمرات الخرسانية المختلفة

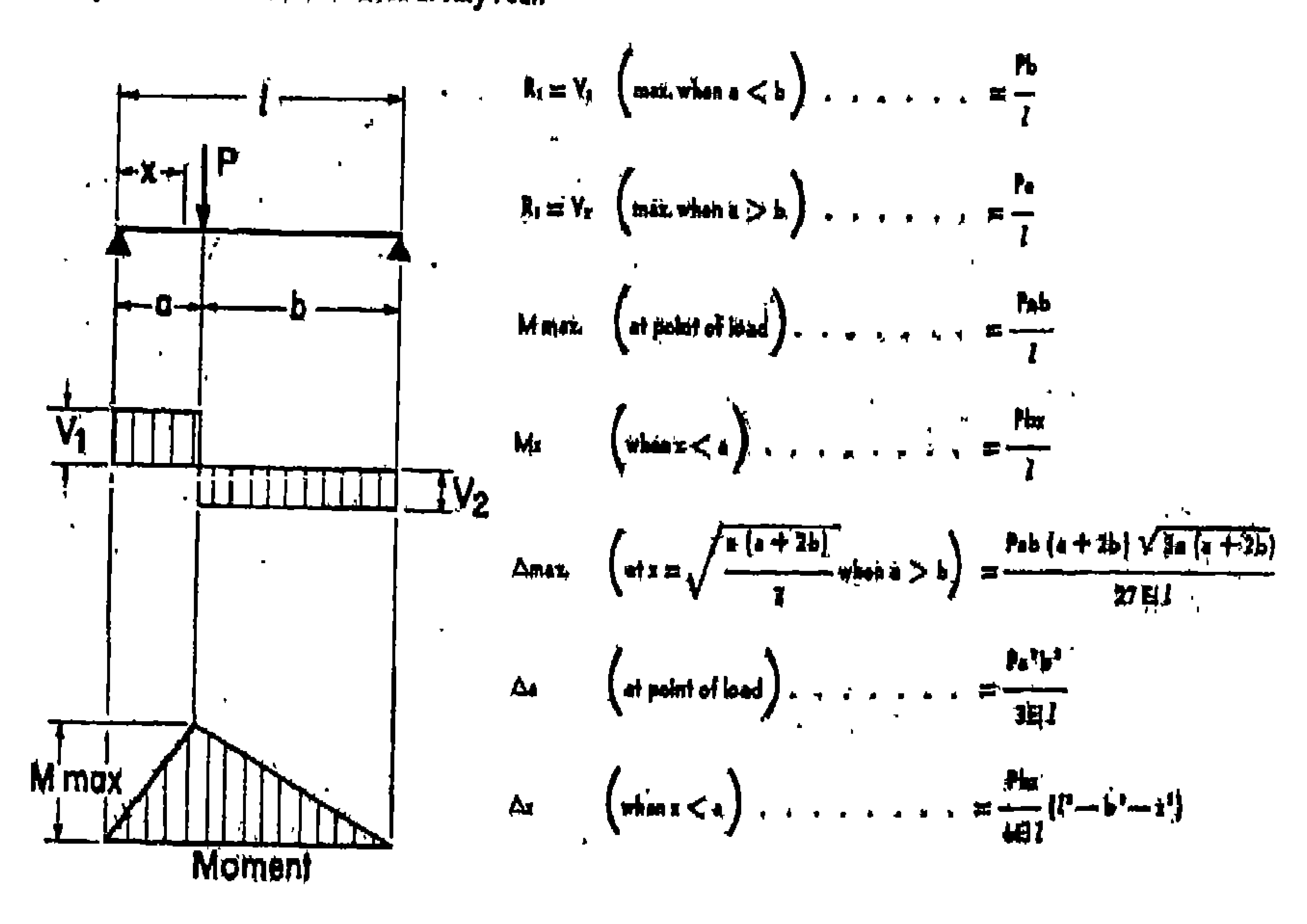
Symbols

Δ_{max}	= Maximum deflection, inches.
Δ_a	= Deflection, inches, at point of load.
Δ_x	= Deflection inches, at distance x from support.
h	= Rise of arch, feet or inches.
H_L , H_R	= Horizontal thrust at arch abutments, pounds.
l	= Span of beam or arch, feet or inches.
M_{max}	= Maximum moment, foot pounds or inch pounds.
M_x	= Moment, foot pounds or inch pounds, at distance x from support.
M_1, M_2 etc.	= Moment, foot pounds or inch pounds, at designated point.
P	= Concentrated load, pounds.
R_1, R_2 etc.	= Vertical reactions of beams, pounds.
R_L , R_R	= Vertical reactions of arches, pounds.
V_{max}	= Maximum vertical end shear, pounds.
V_1, V_2 etc.	= Vertical shear, pounds, at designated points.
w	= Uniformly distributed load, pounds per lineal foot.
x	= Horizontal distance from reaction to point on beam or arch rib, feet or inches.
y	= Vertical distance from spring line to point on arch rib, feet or inches.

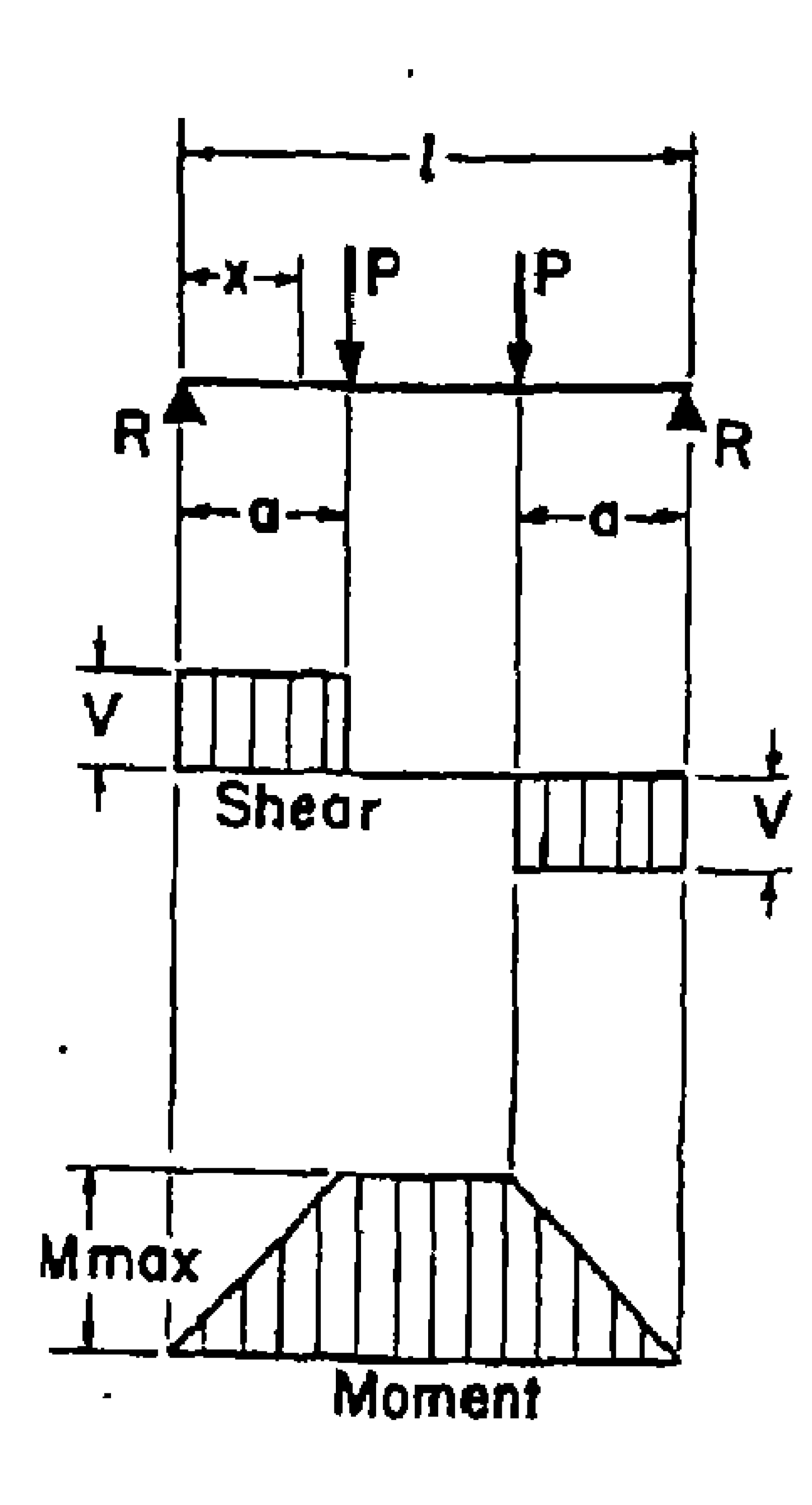
Simple Beam—Concentrated Load at Center



Simple Beam—Concentrated Load at Any Point



Simple Beam—Two Equal Concentrated Loads Symmetrically Placed



$R = V \ldots\ldots = P$

$M\ max.\ \left(\text{between loads}\right) \ldots\ldots = Pa$

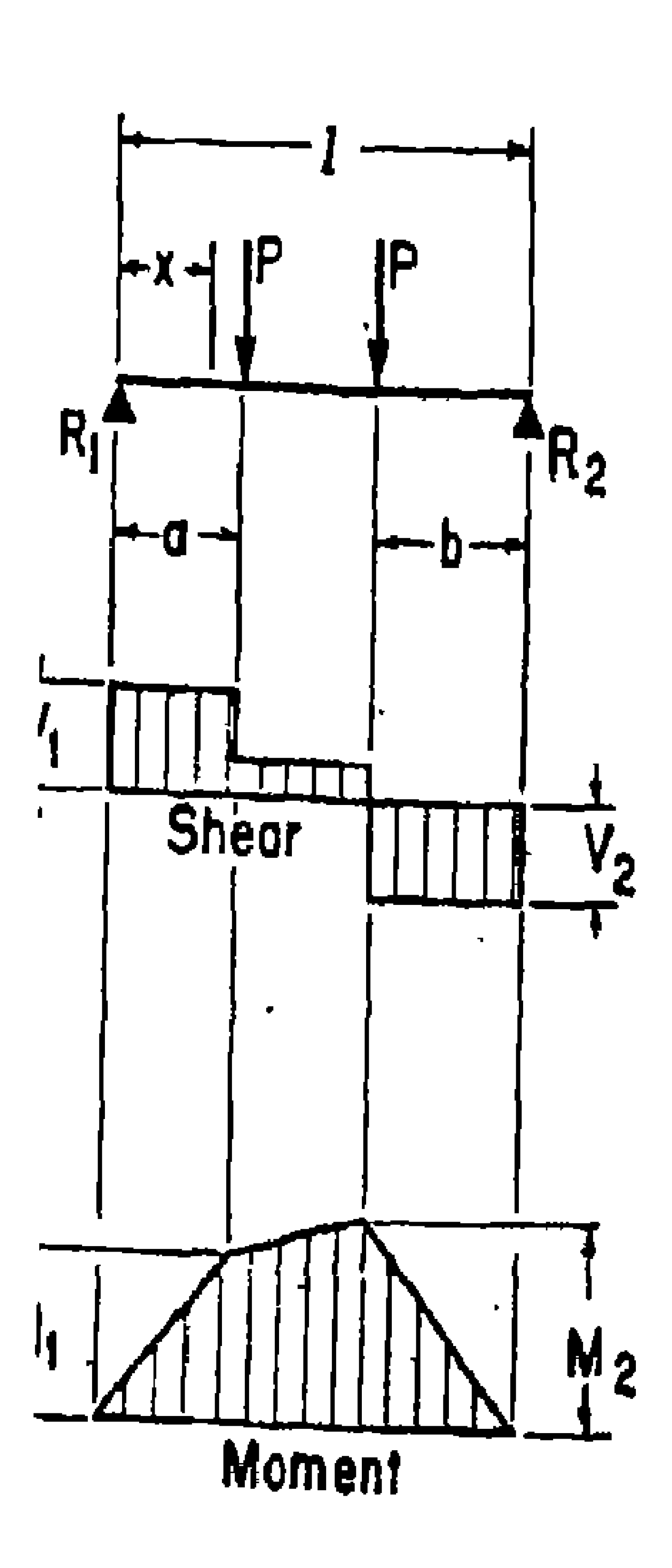
$M_x\ \left(\text{when } x < a\right) \ldots\ldots = Px$

$\Delta max.\ \left(\text{at center}\right) \ldots\ldots = \frac{Pa}{24EI}(3l^2 - 4a^2)$

$\Delta x\ \left(\text{when } x < a\right) \ldots\ldots = \frac{Px}{6EI}(3la - 3a^2 - x^2)$

$\Delta x\ \left(\text{when } x > a \text{ and } < (l - a)\right) . = \frac{Pa}{6EI}(3lx - 3x^2 - a^2)$

Simple Beam—Two Equal Concentrated Loads Unsymmetrically Placed



$R_1 = V_1\left(\text{max. when } a < b\right) \ldots\ldots = \frac{P}{l}(l - a + b)$

$R_2 = V_2\left(\text{max. when } a > b\right) \ldots\ldots = \frac{P}{l}(l - b + a)$

$V_x\ \left(\text{when } x > a \text{ and } < (l - b)\right) . = \frac{P}{l}(b - a)$

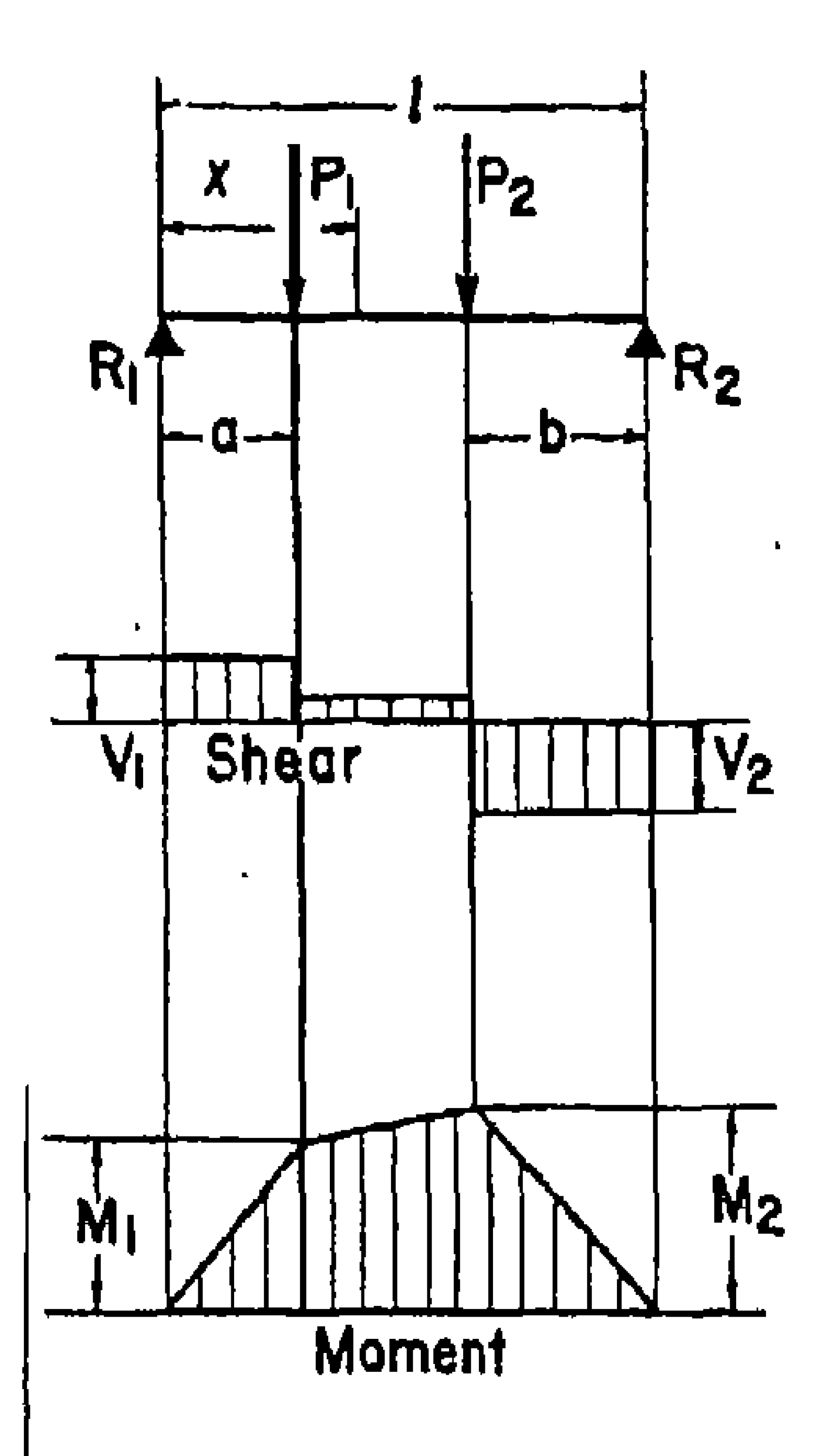
$M_1\ \left(\text{max. when } a > b\right) \ldots\ldots = R_1a$

$M_2\ \left(\text{max. when } a < b\right) \ldots\ldots = R_2b$

$M_x\ \left(\text{when } x < a\right) \ldots\ldots = R_1x$

$M_x\ \left(\text{when } x > a \text{ and } < (l - b)\right) . = R_1x - P(x - a)$

Simple Beam—Two Unequal Concentrated Loads Unsymmetrically Placed



$R_1 = V_1$ . . . . $= \dfrac{P_1(l-a) + P_2 b}{l}$

$R_2 = V_2$ . . . . $= \dfrac{P_1 a + P_2(l-b)}{l}$

V_x (when $x > a$ and $< (l-b)$) . $= R_1 - P_1$

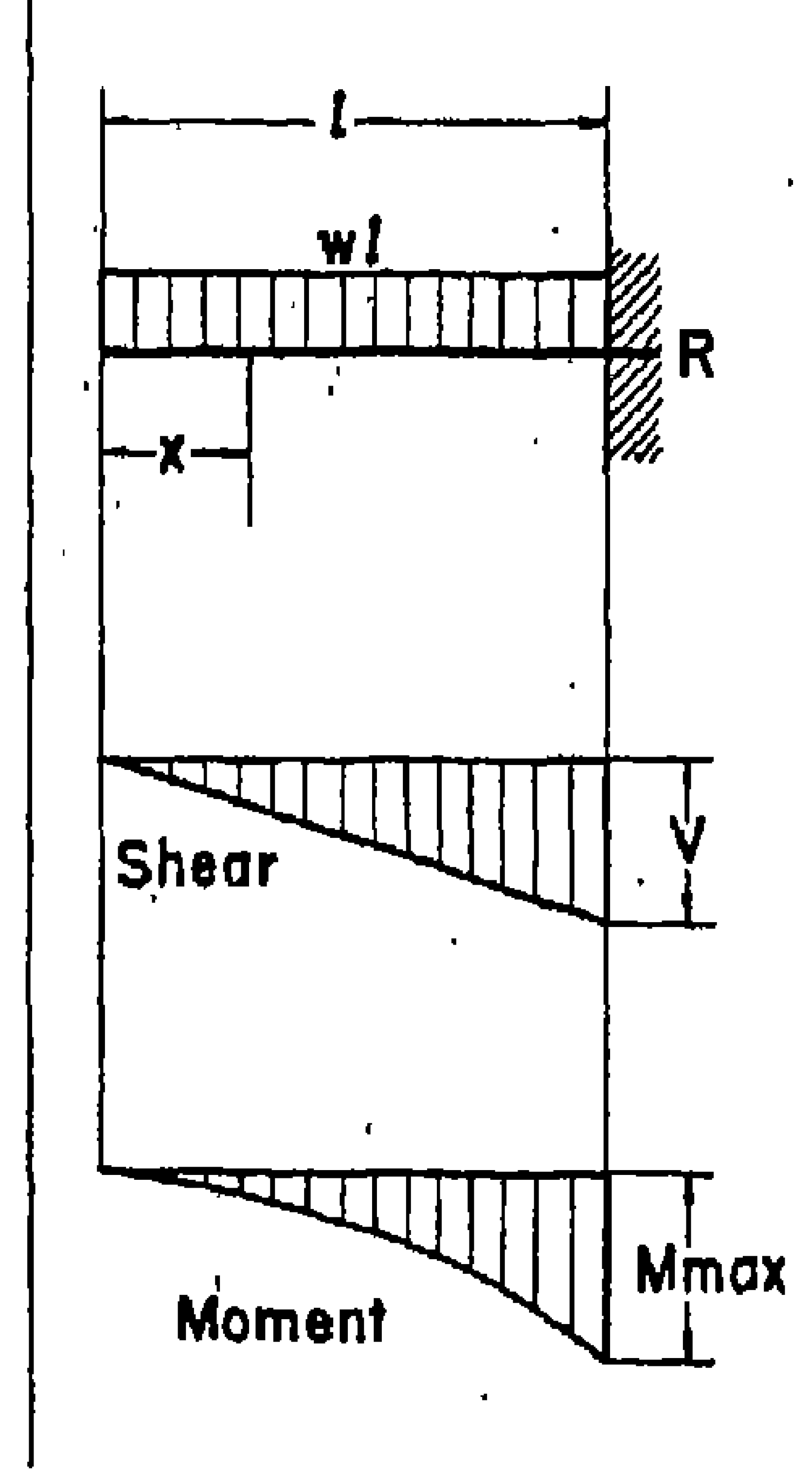
M_1 (max. when $R_1 < P_1$) . . . . $= R_1 a$

M_2 (max. when $R_2 < P_2$) . . . . $= R_2 b$

M_x (when $x < a$) . . . . . . $= R_1 x$

M_x (when $x > a$ and $< (l-b)$) . $= R_1 x - P_1(x-a)$

Cantilever Beam—Uniformly Distributed Load



$R = V$ . . . . $= wl$

V_x . . . . $= wx$

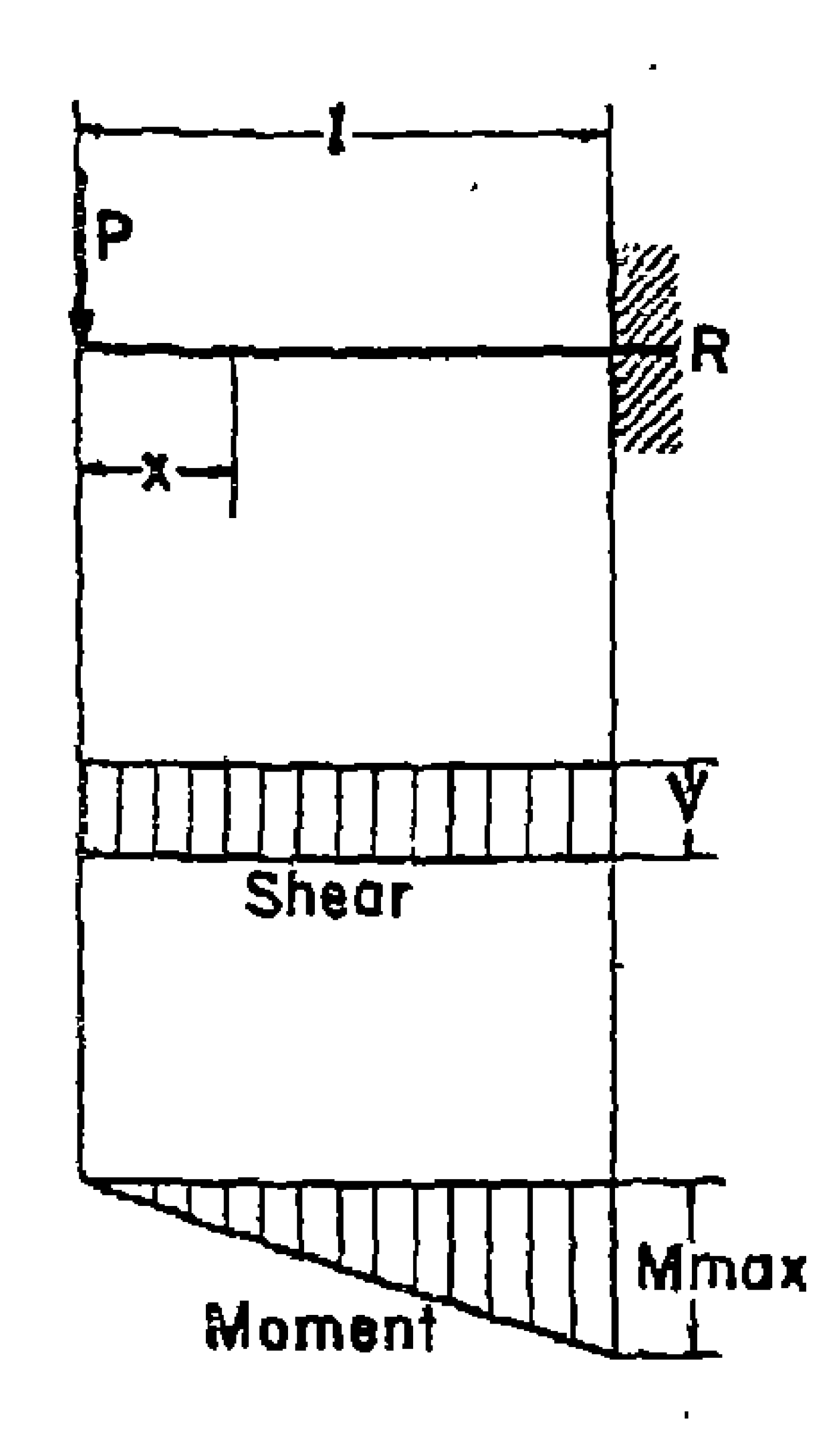
M max. (at fixed end) . . . . . . $= \dfrac{wl^2}{2}$

M_x . . . . $= \dfrac{wx^2}{2}$

Δmax. (at free end) . . . . . . $= \dfrac{wl^4}{8EI}$

Δx . . . . $= \dfrac{w}{24EI}(x^4 - 4l^3x + 3l^4)$

Cantilever Beam—Concentrated Load at Free End



$R = V$ . . . . $= P$

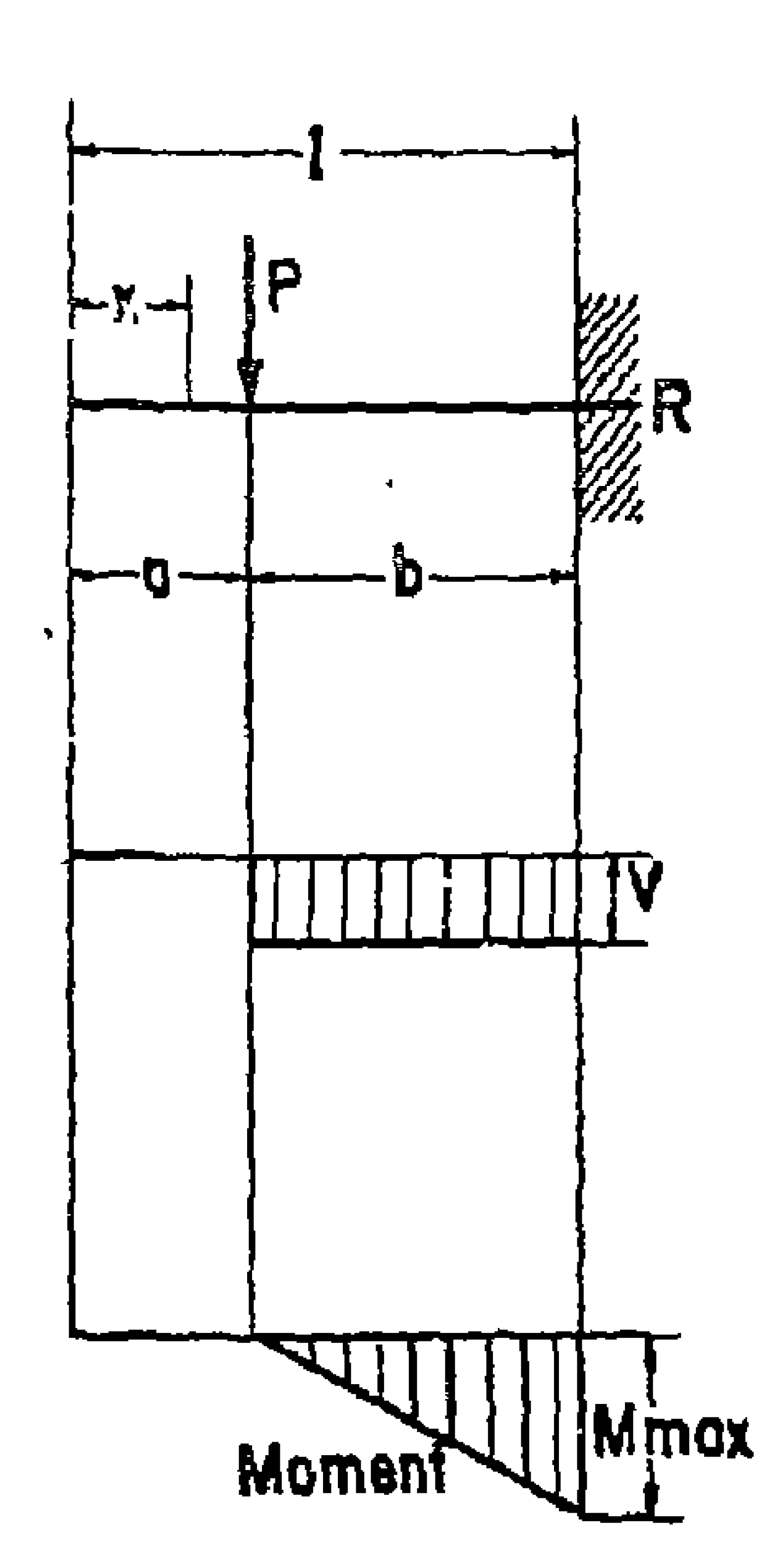
M max. (at fixed end) . . . . $= Pl$

M_x . . . . $= Px$

Δmax. (at free end) . . . . $= \dfrac{Pl^3}{3EI}$

Δ_x . . . . $= \dfrac{P}{6EI}(2l^3 - 3l^2x + x^3)$

Cantilever Beam—Concentrated Load at Any Point



$R = V$ (when $x < a$) . . . . $= P$

M max. (at fixed end) . . . . $= Pb$

M_x (when $x > a$) . . . . $= P(x - a)$

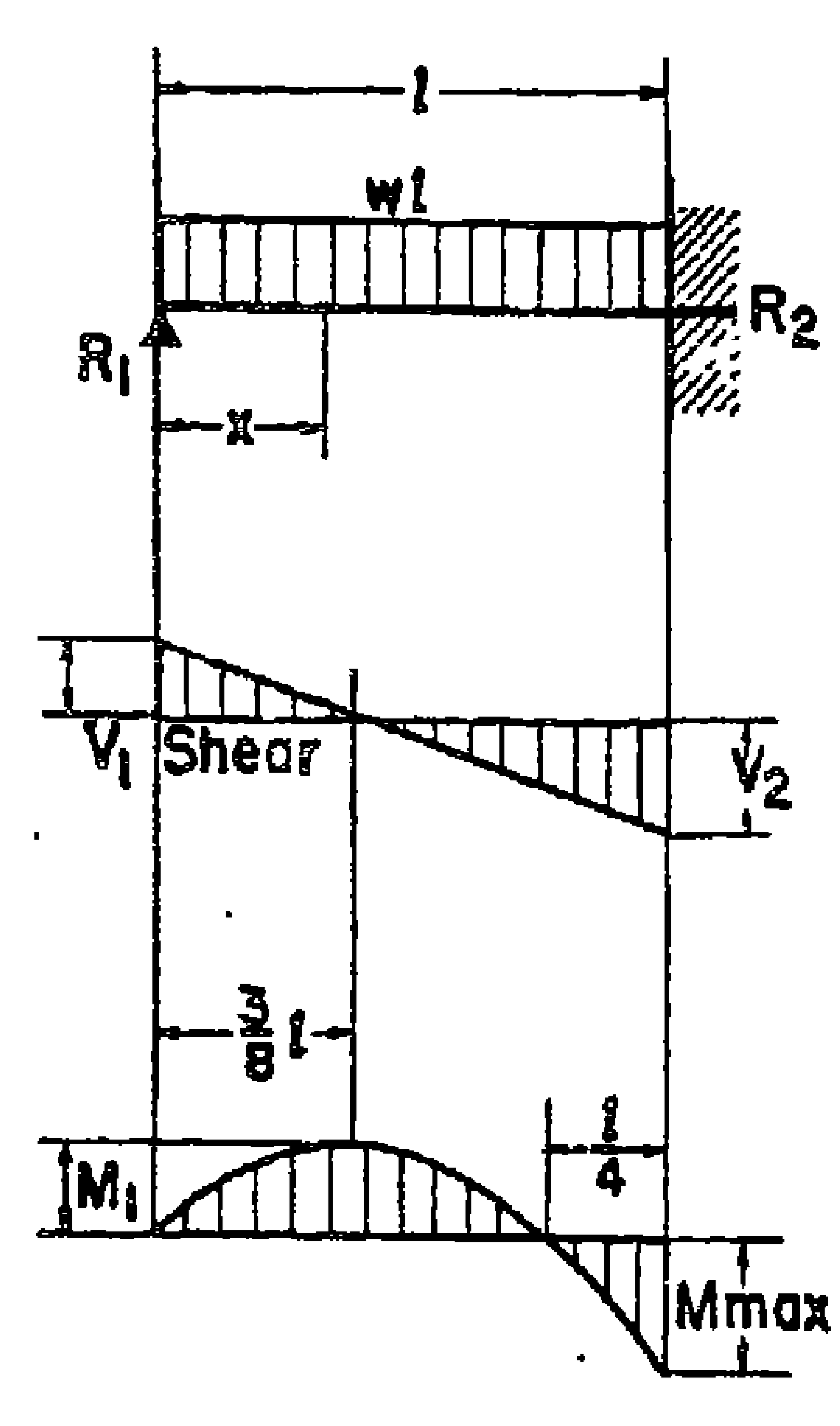
Δmax. (at free end) . . . . $= \dfrac{Pb^2}{6EI}(3l - b)$

Δ_a (at point of load) . . . . . . $= \dfrac{Pb^3}{3EI}$

Δ_x (when $x < a$) . . . . $= \dfrac{Pb^2}{6EI}(3l - 3x - b)$

Δ_x (when $x > a$) . . . . $= \dfrac{P(l - x)^2}{6EI}(3b - l + x)$

Beam Fixed at One End, Supported at Other—Uniformly Distributed Load



$R_1 = V_1$ . . . . $= \frac{3wl}{8}$

$R_2 = V_2\,max.$ . . . . $= \frac{5wl}{8}$

V_x . . . . $= R_1 - wx$

$M\,max.$ . . . . $= \frac{wl^2}{8}$

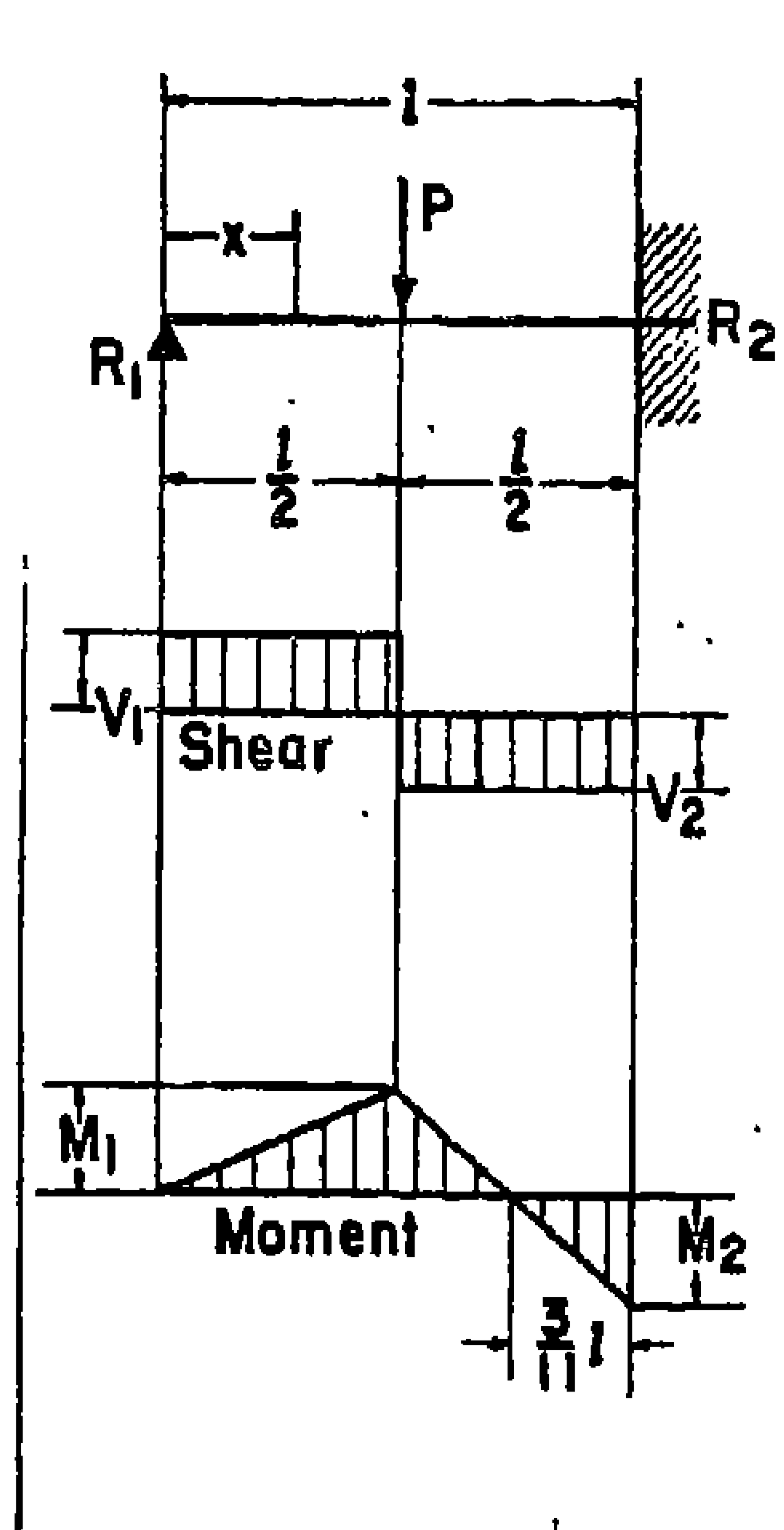
$M_1 \quad \left(at\ x = \frac{3}{8}l\right)$ . . . . $= \frac{9}{128}wl^2$

M_x . . . . $= R_1x - \frac{wx^2}{2}$

$\Delta max. \quad \left(at\ x = \frac{l}{16}(1 + \sqrt{33}) = .4215l\right) = \frac{wl^4}{185EI}$

Δx . . . . $= \frac{wx}{48EI}(l^3 - 3lx^2 +$

Beam Fixed at One End, Supported at Other—Concentrated Load at Center



$R_1 = V_1$ . . . . $= \frac{5P}{16}$

$R_2 = V_2\,max.$ . . . . $= \frac{11P}{16}$

$M\,max. \left(at\ fixed\ end\right)$ . . . . . . $= \frac{3Pl}{16}$

$M_1 \quad \left(at\ point\ of\ load\right)$ . . . . . $= \frac{5Pl}{32}$

$M_x \quad \left(when\ x < \frac{l}{2}\right)$ . . . . . . $= \frac{5Px}{16}$

$M_x \quad \left(when\ x > \frac{l}{2}\right)$ . . . . . . $= P\left(\frac{l}{2} - \frac{11x}{16}\right)$

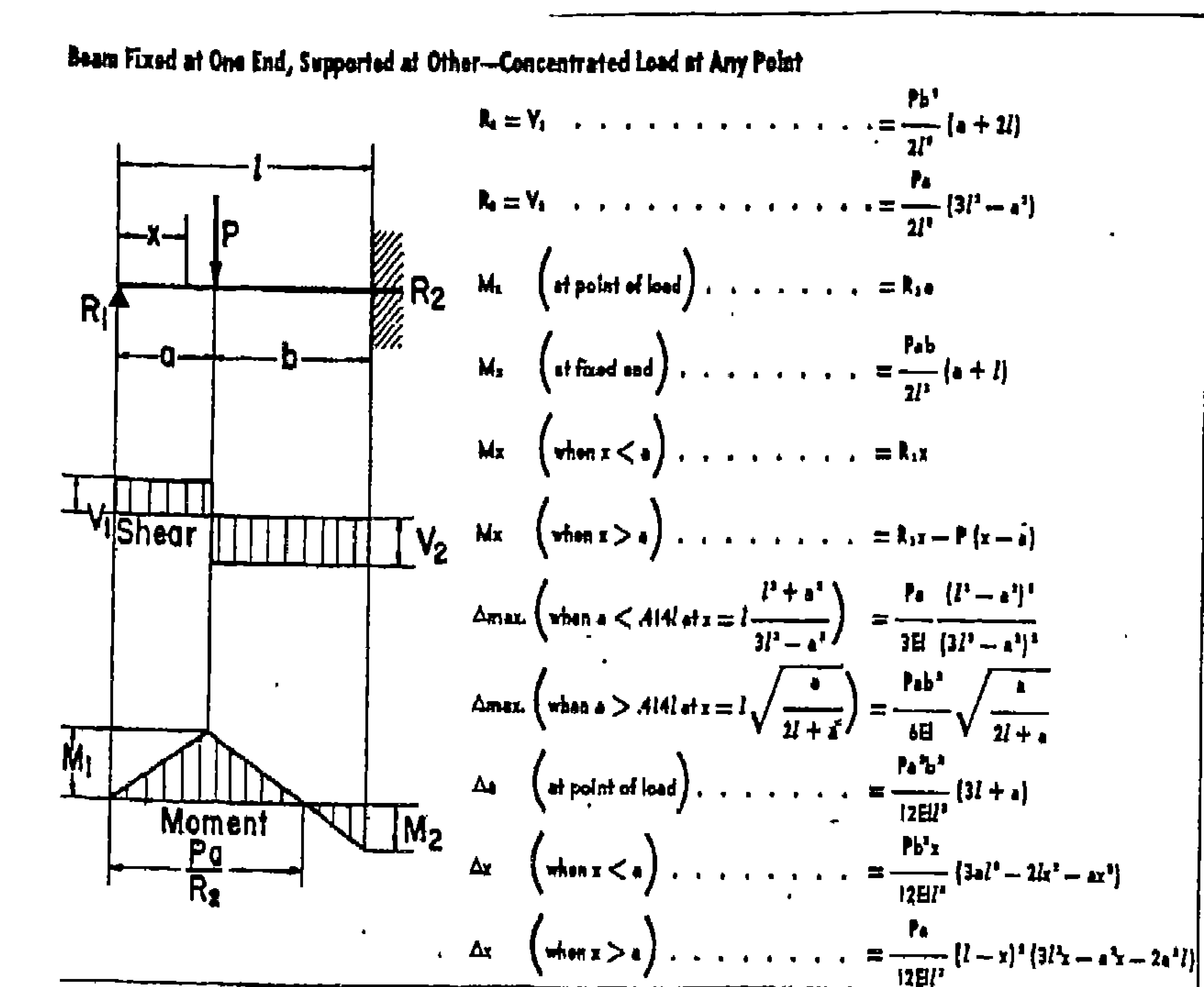
$\Delta max. \quad \left(at\ x = l\sqrt{\frac{1}{5}} = .4472l\right)$ . . $= \frac{Pl^3}{48EI\sqrt{5}} = .009317\frac{Pl^3}{EI}$

$\Delta x \quad \left(at\ point\ of\ load\right)$ . . . . . $= \frac{7Pl^3}{768EI}$

$\Delta x \quad \left(when\ x < \frac{l}{2}\right)$ . . . . . . $= \frac{Px}{96EI}(3l^2 - 5x^2)$

$\Delta x \quad \left(when\ x > \frac{l}{2}\right)$ . . . . . . $= \frac{P}{96EI}(x - l)^2(11x - 2l)$

Beam Fixed at One End, Supported at Other—Concentrated Load at Any Point



$R_1 = V_1 \; \dots \dots \; = \frac{Pb^2}{2l^3}(a + 2l)$

$R_2 = V_2 \; \dots \dots \; = \frac{Pa}{2l^3}(3l^2 - a^2)$

M_1 (at point of load) $\dots \dots = R_1 a$

M_2 (at fixed end) $\dots \dots = \frac{Pab}{2l^2}(a + l)$

M_x (when $x < a$) $\dots \dots = R_1 x$

M_x (when $x > a$) $\dots \dots = R_1 x - P(x - a)$

$\Delta max.$ (when $a < .414l$ at $x = l\frac{l^2 + a^2}{3l^2 - a^2}$) $= \frac{Pa}{3EI}\frac{(l^2 - a^2)^3}{(3l^2 - a^2)^2}$

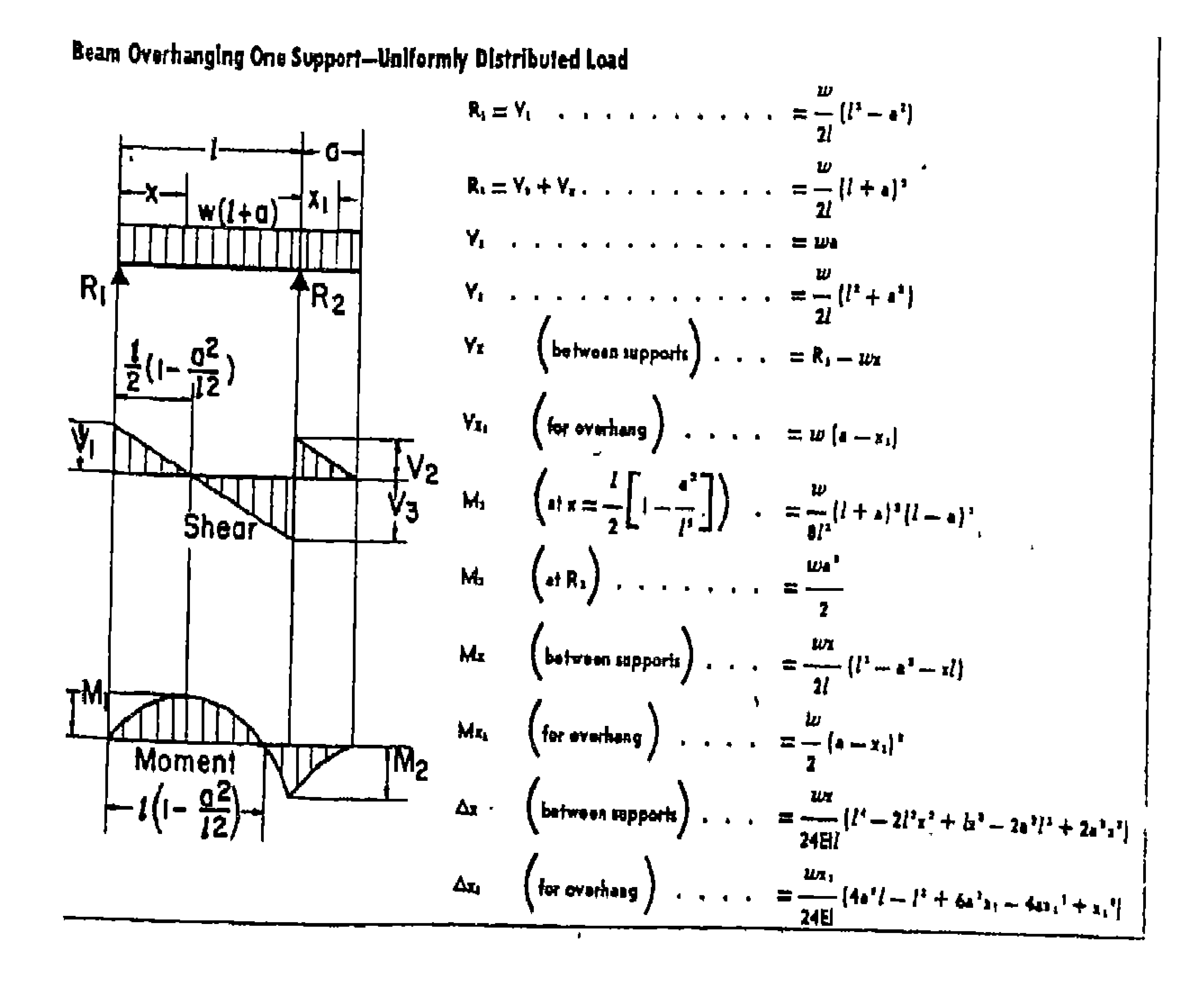
$\Delta max.$ (when $a > .414l$ at $x = l\sqrt{\frac{a}{2l + a}}$) $= \frac{Pab^2}{6EI}\sqrt{\frac{a}{2l + a}}$

Δa (at point of load) $\dots \dots = \frac{Pa^2b^3}{12EIl^3}(3l + a)$

Δx (when $x < a$) $\dots \dots = \frac{Pb^2x}{12EIl^3}(3al^2 - 2lx^2 - ax^2)$

Δx (when $x > a$) $\dots \dots = \frac{Pa}{12EIl^2}(l - x)^2(3l^2x - a^2x - 2a^2l)$

Beam Overhanging One Support—Uniformly Distributed Load



$R_1 = V_1 \; \dots \dots \; = \frac{w}{2l}(l^2 - a^2)$

$R_2 = V_2 + V_3 \; \dots \dots \; = \frac{w}{2l}(l + a)^2$

$V_2 \; \dots \dots \; = wa$

$V_3 \; \dots \dots \; = \frac{w}{2l}(l^2 + a^2)$

V_x (between supports) $\dots = R_1 - wx$

V_{x_1} (for overhang) $\dots = w(a - x_1)$

M_1 (at $x = \frac{l}{2}\left[1 - \frac{a^2}{l^2}\right]$) $= \frac{w}{8l^2}(l + a)^2(l - a)^2$

M_2 (at R_2) $\dots \dots = \frac{wa^2}{2}$

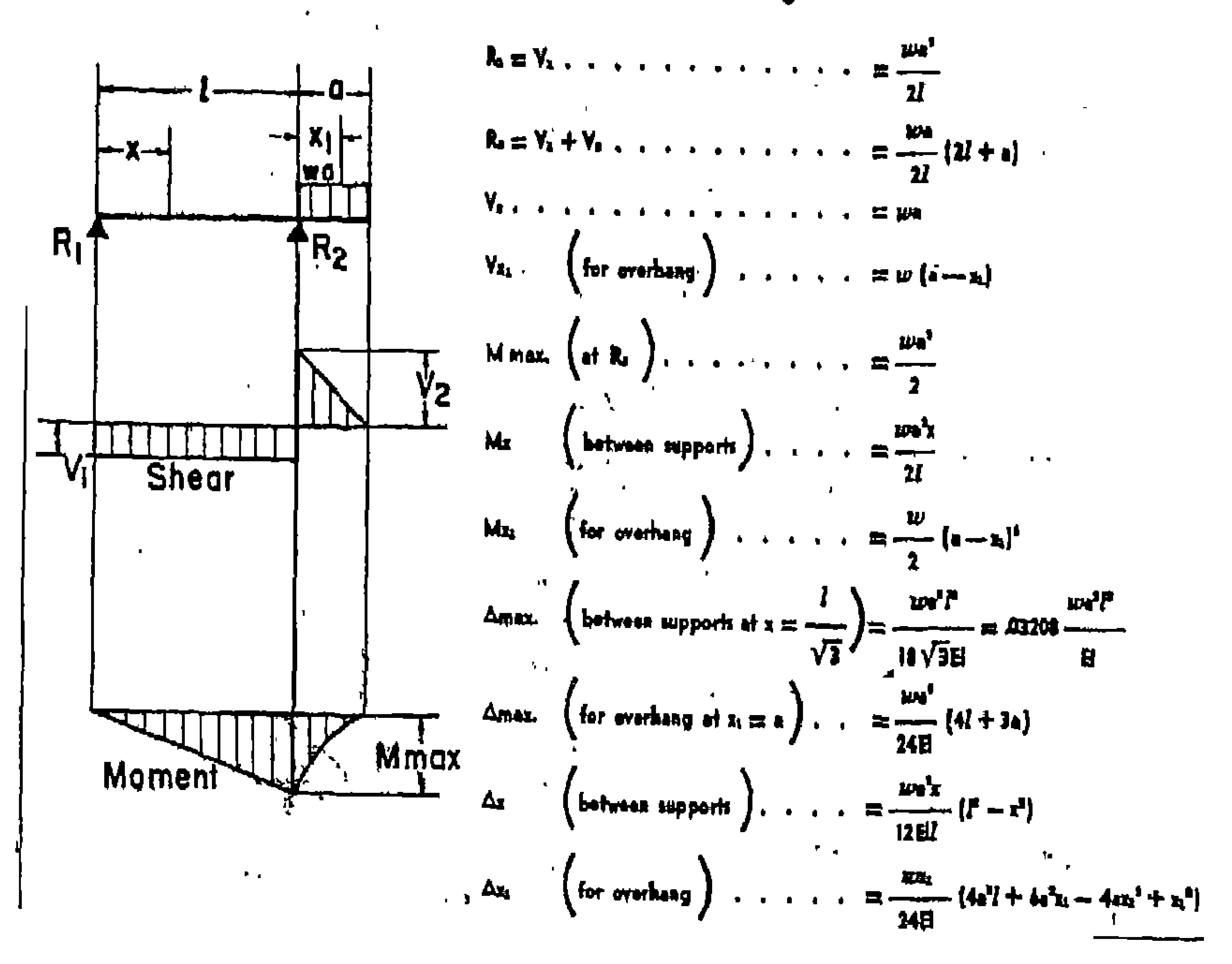
M_x (between supports) $\dots = \frac{wx}{2l}(l^2 - a^2 - xl)$

M_{x_1} (for overhang) $\dots = \frac{w}{2}(a - x_1)^2$

Δx (between supports) $\dots = \frac{wx}{24EIl}(l^4 - 2l^2x^2 + lx^3 - 2a^2l^2 + 2a^2x^2)$

Δx_1 (for overhang) $\dots = \frac{wx_1}{24EI}(4a^2l - l^3 + 6a^2x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$

Beam Overhanging One Support—Uniformly Distributed Load on Overhang



$R_1 = V_1 \ldots = \frac{wa^2}{2l}$

$R_2 = V_1 + V_2 \ldots = \frac{wa}{2l}(2l + a)$

$V_2 \ldots = wa$

V_{x_1} (for overhang) $\ldots = w(a - x_1)$

M max. (at R_2) $\ldots = \frac{wa^2}{2}$

M_x (between supports) $\ldots = \frac{wa^2x}{2l}$

M_{x_1} (for overhang) $\ldots = \frac{w}{2}(a - x_1)^2$

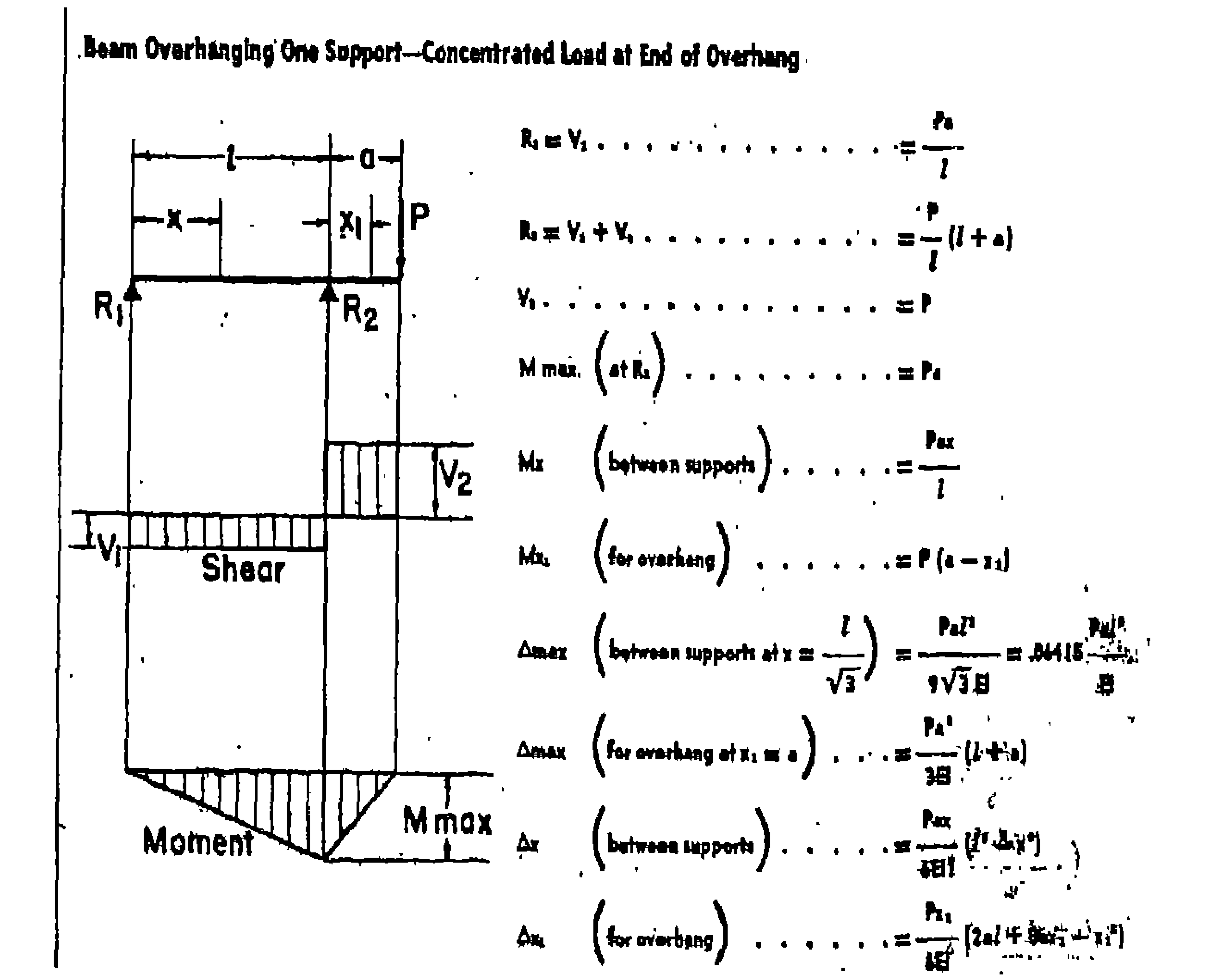
Δmax. (between supports at $x = \frac{l}{\sqrt{3}}$) $= \frac{wa^2l^2}{18\sqrt{3}EI} = .03208\frac{wa^2l^2}{EI}$

Δmax. (for overhang at $x_1 = a$) $\ldots = \frac{wa^3}{24EI}(4l + 3a)$

Δ_x (between supports) $\ldots = \frac{wa^2x}{12EIl}(l^2 - x^2)$

Δ_{x_1} (for overhang) $\ldots = \frac{wx_1}{24EI}(4a^2l + 6a^2x_1 - 4ax_1^2 + x_1^3)$

Beam Overhanging One Support—Concentrated Load at End of Overhang



$R_1 = V_1 \ldots = \frac{Pa}{l}$

$R_2 = V_1 + V_2 \ldots = \frac{P}{l}(l + a)$

$V_2 \ldots = P$

M max. (at R_2) $\ldots = Pa$

M_x (between supports) $\ldots = \frac{Pax}{l}$

M_{x_1} (for overhang) $\ldots = P(a - x_1)$

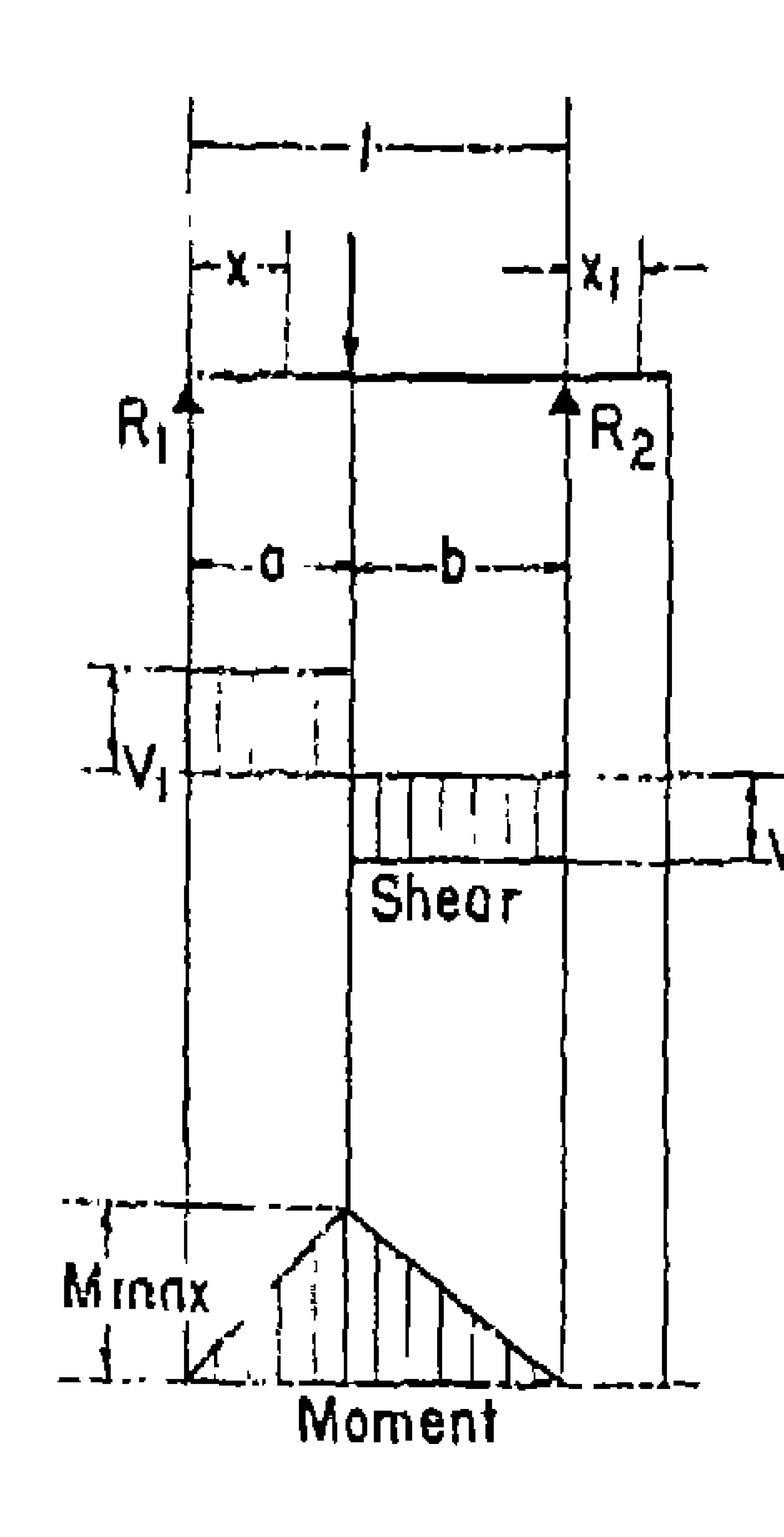
Δmax (between supports at $x = \frac{l}{\sqrt{3}}$) $= \frac{Pal^2}{9\sqrt{3}EI} = .06415\frac{Pal^2}{EI}$

Δmax (for overhang at $x_1 = a$) $\ldots = \frac{Pa^2}{3EI}(l + a)$

Δ_x (between supports) $\ldots = \frac{Pax}{6EIl}(l^2 - x^2)$

Δ_{x_1} (for overhang) $\ldots = \frac{Px_1}{6EI}(2al + 3ax_1 - x_1^2)$

Beam Overhanging One Support—Concentrated Load at Any Point Between Supports



$R_1 = V_1 \left(\text{max. when } a < b\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pb}{l}$

$R_2 = V_2 \left(\text{max. when } a > b\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pa}{l}$

$M \text{ max.} \left(\text{at point of load}\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pab}{l}$

$M_x \left(\text{when } x < a\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pbx}{l}$

$\Delta \text{max.} \left(\text{at } x = \sqrt{\dfrac{a(a+2b)}{3}} \text{ when } a > b\right) = \dfrac{Pab\,(a+2b)\,\sqrt{3a\,(a+2b)}}{27EI\,l}$

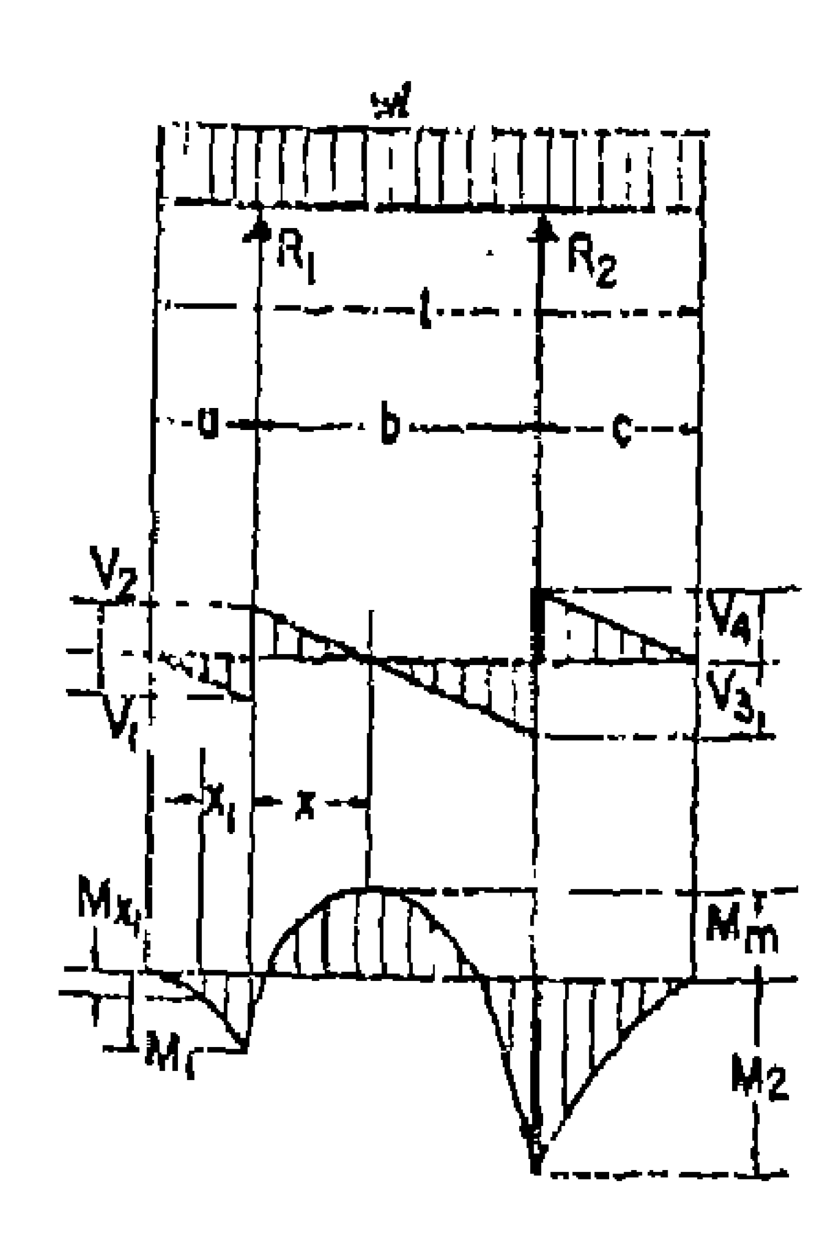
$\Delta_a \left(\text{at point of load}\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pa^2b^2}{3EI\,l}$

$\Delta_x \left(\text{when } x < a\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pbx}{6EI\,l}\,(l^2 - b^2 - x^2)$

$\Delta_x \left(\text{when } x > a\right) \ldots\ldots = \dfrac{Pa\,(l-x)}{6EI\,l}\,(2lx - x^2 - a^2)$

$\Delta_{x_1} \ldots\ldots = \dfrac{Pabx_1}{6EI\,l}\,(l + a)$

Be[illegible]ging Both Supports - Unequal Overhangs - Uniformly Distributed Load



$R_1 \ldots\ldots = \dfrac{wl\,(l - 2c)}{2b}$

$R_2 \ldots\ldots = \dfrac{wl\,(l - 2a)}{2b}$

$V_1 \ldots\ldots = wa$

$V_2 \ldots\ldots = R_1 - V_1$

$V_3 \ldots\ldots = R_2 - V_4$

$V_4 \ldots\ldots = wc$

$V_{x_1} \ldots\ldots = V_1 - wx_1$

$V_x \left(\text{when } x < l\right) \ldots\ldots = R_1 - w\,(a + x)$

$V_m \left(\text{when } a < c\right) \ldots\ldots = R_2 - wc$

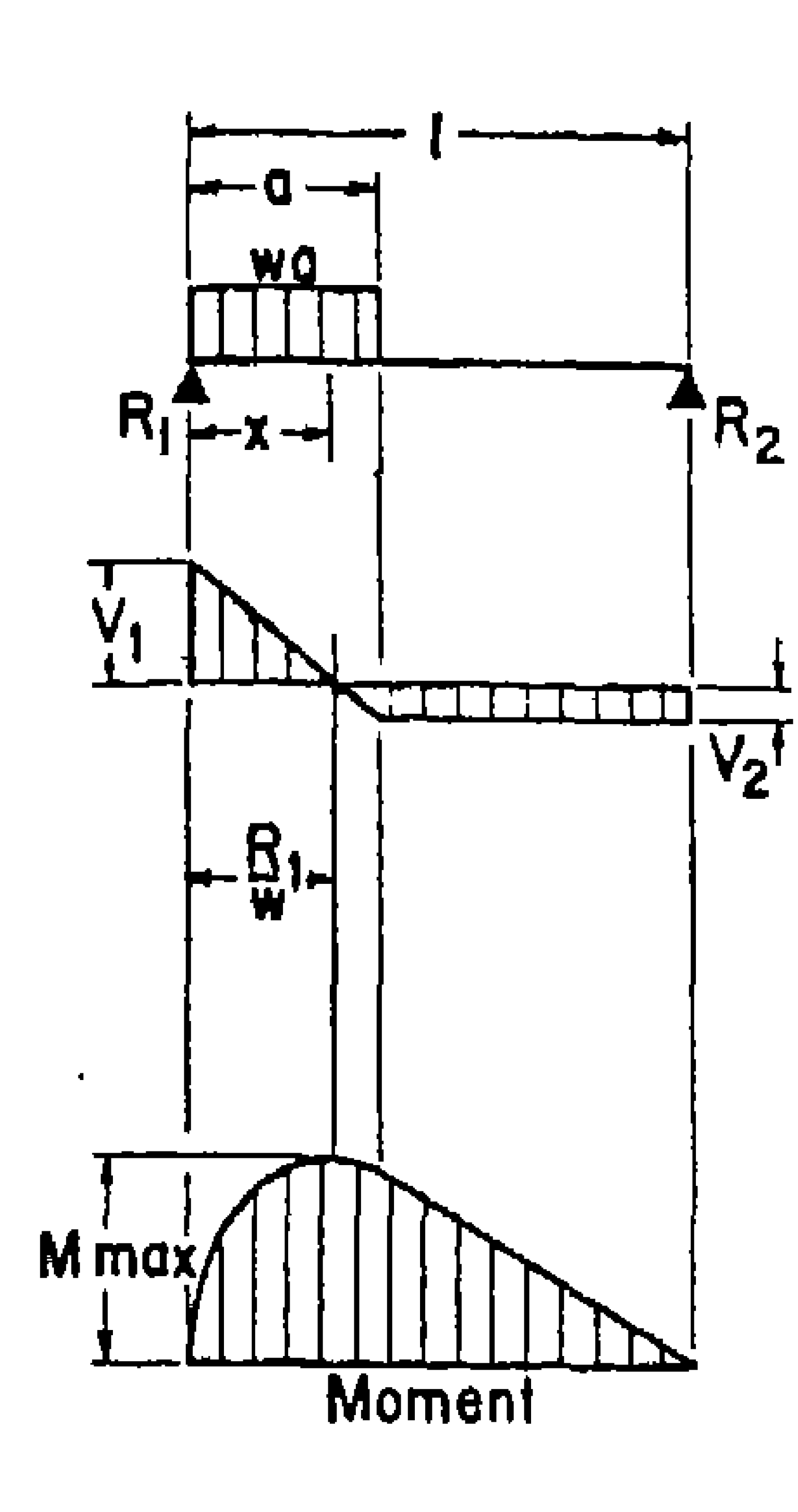
$M_1 \ldots\ldots = -\dfrac{wa^2}{2}$

$M_2 \ldots\ldots = -\dfrac{wc^2}{2}$

$M_m \ldots\ldots = R_1\left(\dfrac{R_1}{2w} - a\right)$

$M_x \left(\text{max. when } x = \dfrac{R_1}{w} - a\right) \ldots = R_1x - \dfrac{w\,(a+x)^2}{2}$

Simple Beam—Uniform Load Partially Distributed at One End



$R_1 = V_1 \text{ max.} \ldots\ldots = \dfrac{wa}{2l}(2l - a)$

$R_2 = V_2 \ldots\ldots = \dfrac{wa^2}{2l}$

$V_x \quad (\text{when } x < a) \ldots\ldots = R_1 - wx$

$M \text{ max.} \quad \left(\text{at } x = \dfrac{R_1}{w}\right) \ldots\ldots = \dfrac{R_1^2}{2w}$

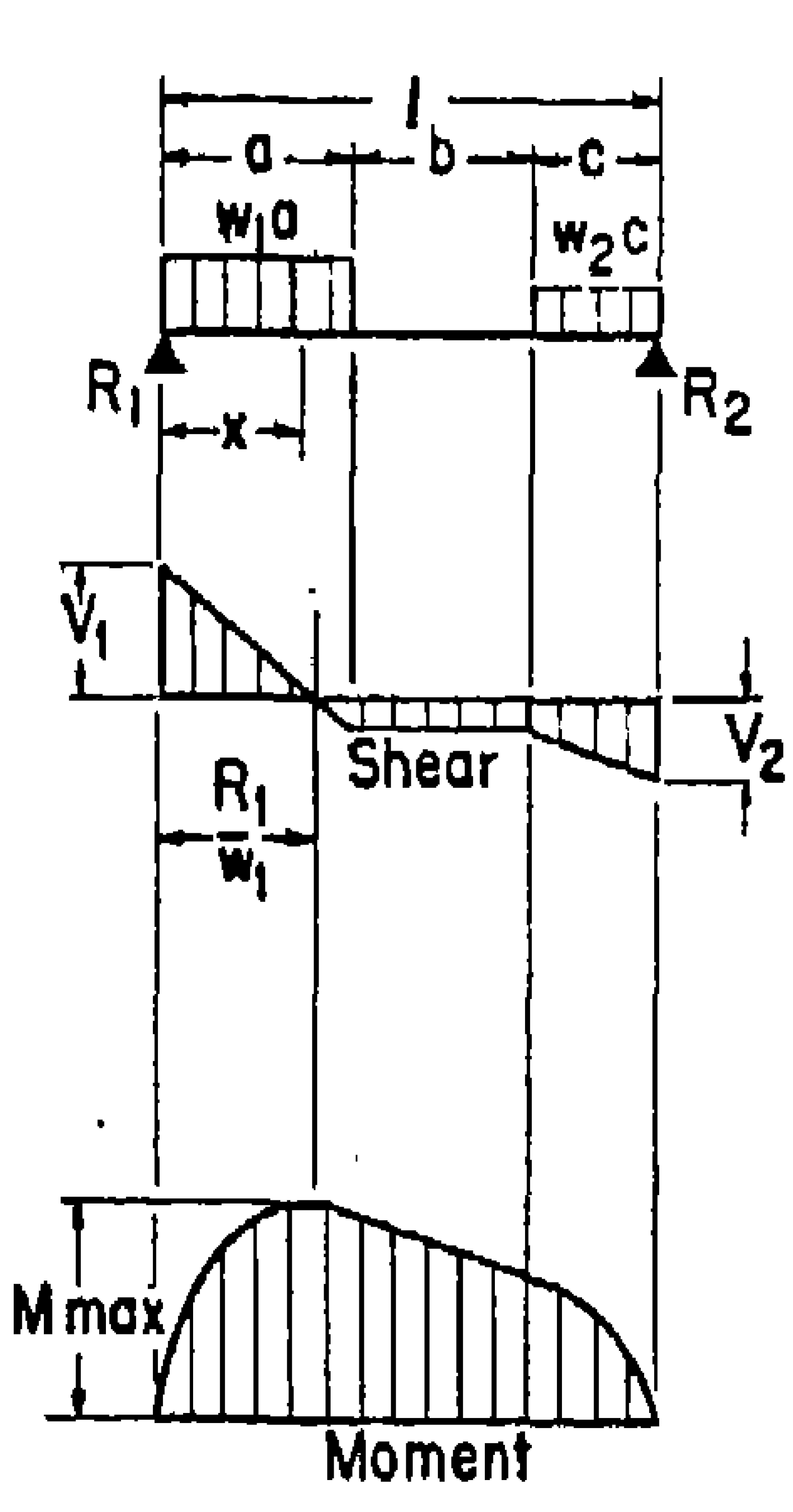
$M_x \quad (\text{when } x < a) \ldots\ldots = R_1x - \dfrac{wx^2}{2}$

$M_x \quad (\text{when } x > a) \ldots\ldots = R_2(l - x)$

$\Delta_x \quad (\text{when } x < a) \ldots\ldots = \dfrac{wx}{24EIl}\left(a^2(2l-a)^2 - 2ax^2(2l-a) + lx^3\right)$

$\Delta_x \quad (\text{when } x > a) \ldots\ldots = \dfrac{wa^2(l-x)}{24EIl}(4xl - 2x^2 - a^2)$

Simple Beam—Uniform Load Partially Distributed at Each End



$R_1 = V_1 \ldots\ldots = \dfrac{w_1a(2l - a) + w_2c^2}{2l}$

$R_2 = V_2 \ldots\ldots = \dfrac{w_2c(2l - c) + w_1a^2}{2l}$

$V_x \quad (\text{when } x < a) \ldots\ldots = R_1 - w_1x$

$V_x \quad (\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)) = R_1 - R_1$

$V_x \quad (\text{when } x > (a + b)) \ldots = R_2 - w_2(l - x)$

$M \text{ max.} \quad \left(\text{at } x = \dfrac{R_1}{w_1} \text{ when } R_1 < w_1a\right) \ldots = \dfrac{R_1^2}{2w_1}$

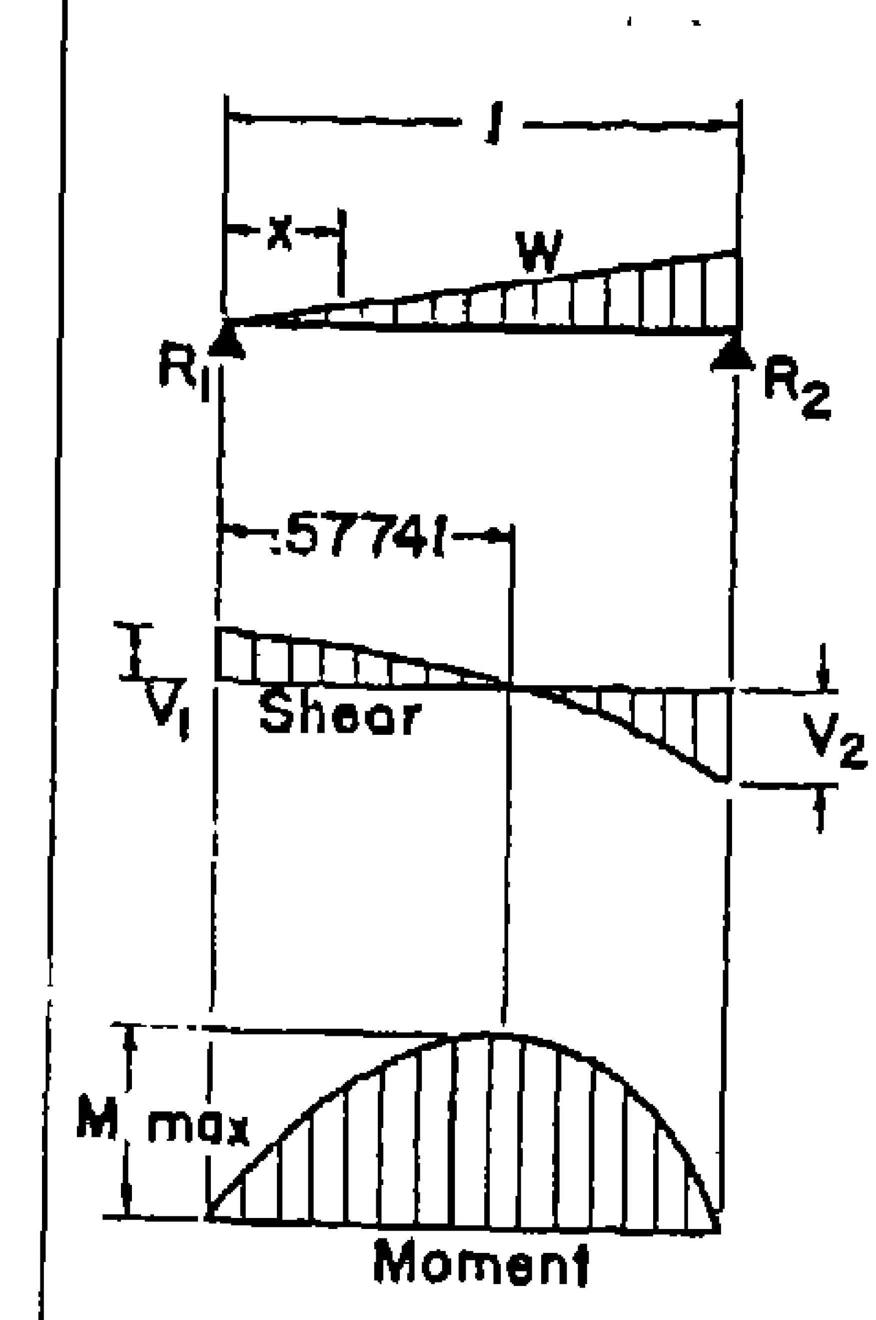
$M \text{ max.} \quad \left(\text{at } x = l - \dfrac{R_2}{w_2} \text{ when } R_1 < w\right) = \dfrac{R_2^2}{2w_2}$

$M_x \quad (\text{when } x < a) \ldots\ldots = R_1x - \dfrac{w_1x^2}{2}$

$M_x \quad (\text{when } x > a \text{ and } < (a + b)) = R_1x - \dfrac{w_1a}{2}(2x - a)$

$M_x \quad (\text{when } x > (a + b)) \ldots = R_2(l - x) - \dfrac{w_2(l - x)^2}{2}$

Simple Beam—Load Increasing Uniformly to One End



$$R_1 = V_1 \dots = \frac{W}{3}$$

$$R_2 = V_2\,max. \dots = \frac{2W}{3}$$

$$V_x \dots = \frac{W}{3} - \frac{Wx^2}{l^2}$$

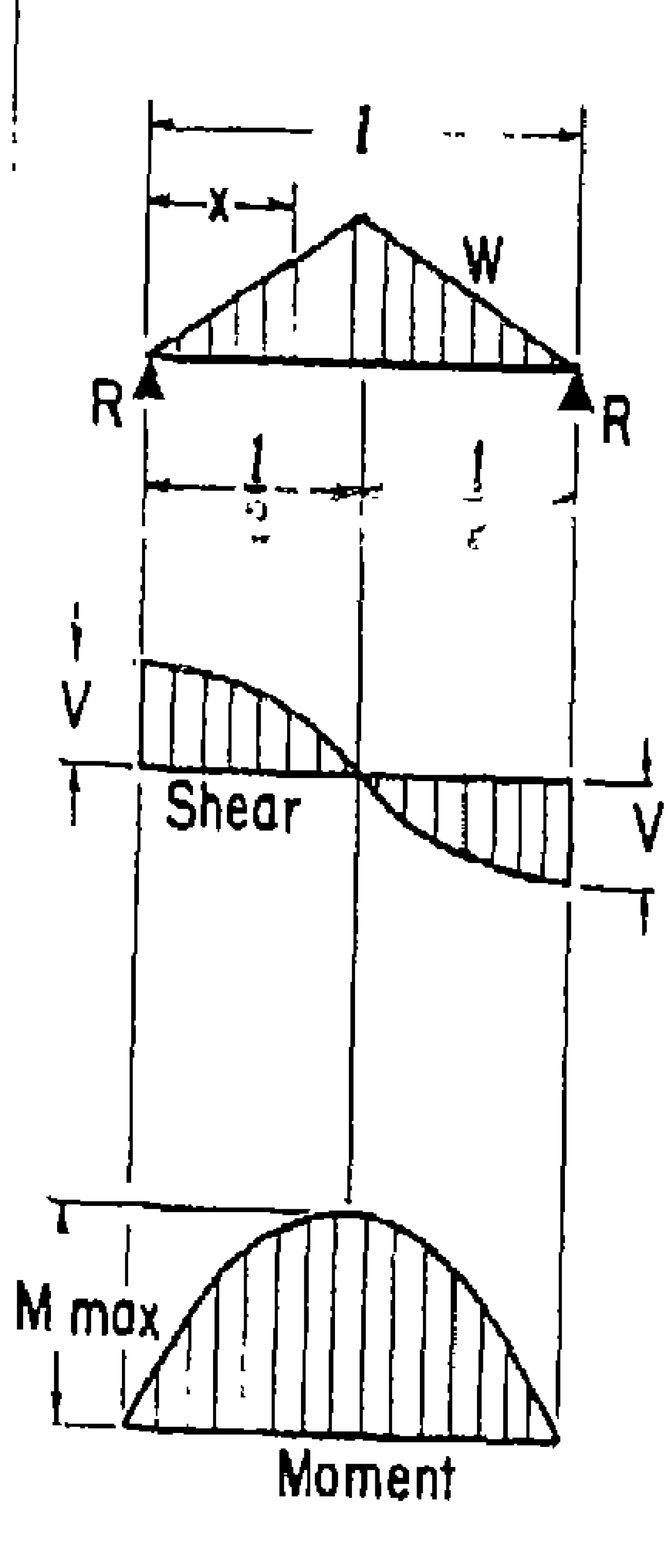
$$M\ max. \left(at\ x = \frac{l}{\sqrt{3}} = .5774l\right) \dots = \frac{2Wl}{9\sqrt{3}} = .1283\ Wl$$

$$M_x \dots = \frac{Wx}{3l^2}(l^2 - x^2)$$

$$\Delta max. \left(at\ x = l\sqrt{1 - \sqrt{\frac{8}{15}}} = .5193l\right) = .01304\frac{Wl^3}{EI}$$

$$\Delta x \dots = \frac{Wx}{180EI\,l^2}(3x^4 - 10l^2x^2 + 7l^4)$$

Simple Beam—Load Increasing Uniformly to Center



$$R = V \dots = \frac{W}{2}$$

$$V_x \left(when\ x < \frac{l}{2}\right) \dots = \frac{W}{2l^2}(l^2 - 4x^2)$$

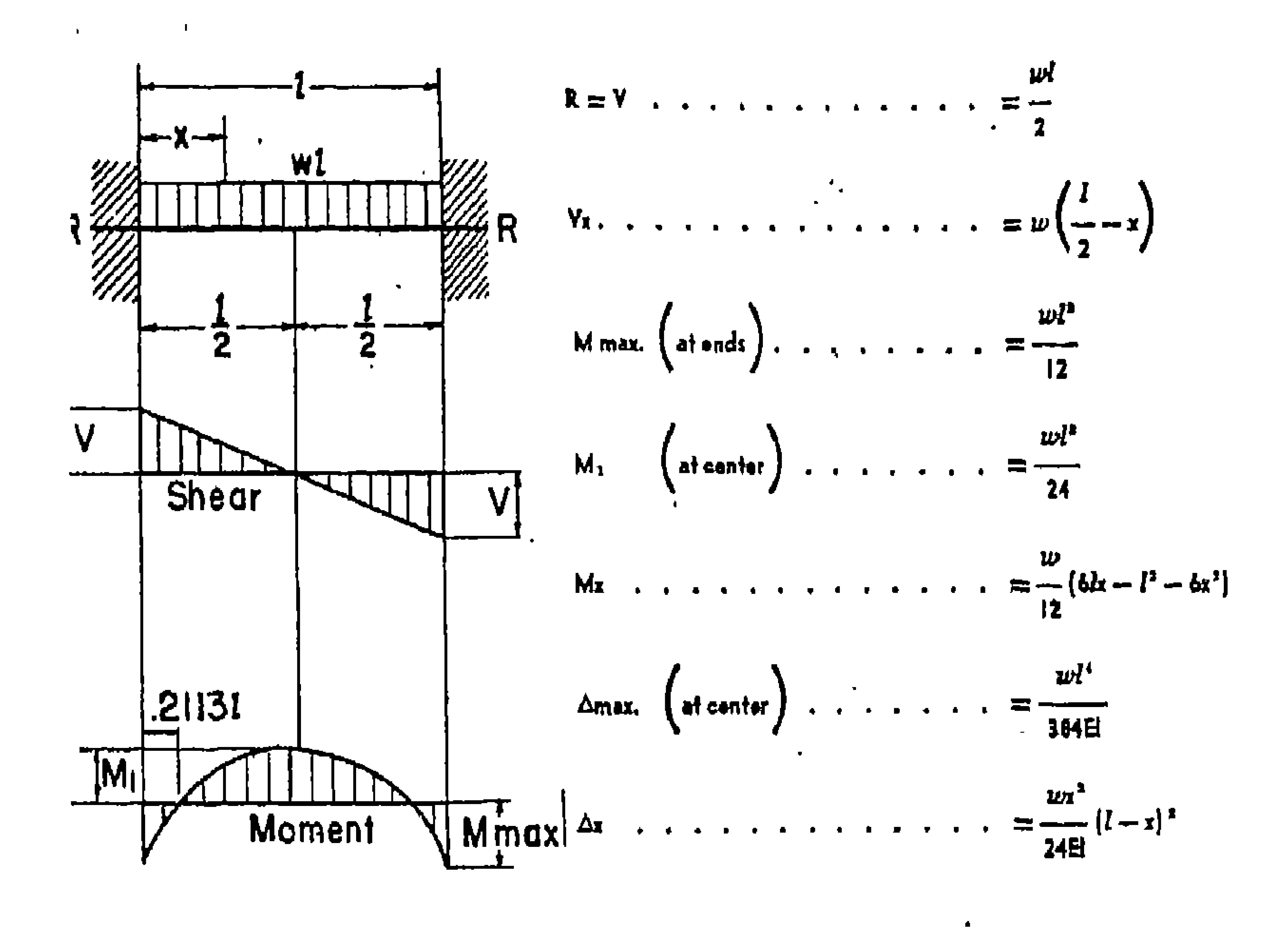
$$M\ max. \left(at\ center\right) \dots = \frac{Wl}{6}$$

$$M_x \left(when\ x < \frac{l}{2}\right) \dots = Wx\left(\frac{1}{2} - \frac{2x^2}{3l^2}\right)$$

$$\Delta max. \left(at\ center\right) \dots = \frac{Wl^3}{60EI}$$

$$\Delta x \dots = \frac{Wx}{480EI\,l^2}(5l^2 - 4x^2)^2$$

Beam Fixed at Both Ends—Uniformly Distributed Load



$R = V \quad \dots \dots \quad = \frac{wl}{2}$

$V_x \quad \dots \dots \quad = w\left(\frac{l}{2} - x\right)$

$M\ max.\ \left(\text{at ends}\right) \quad \dots \dots \quad = \frac{wl^2}{12}$

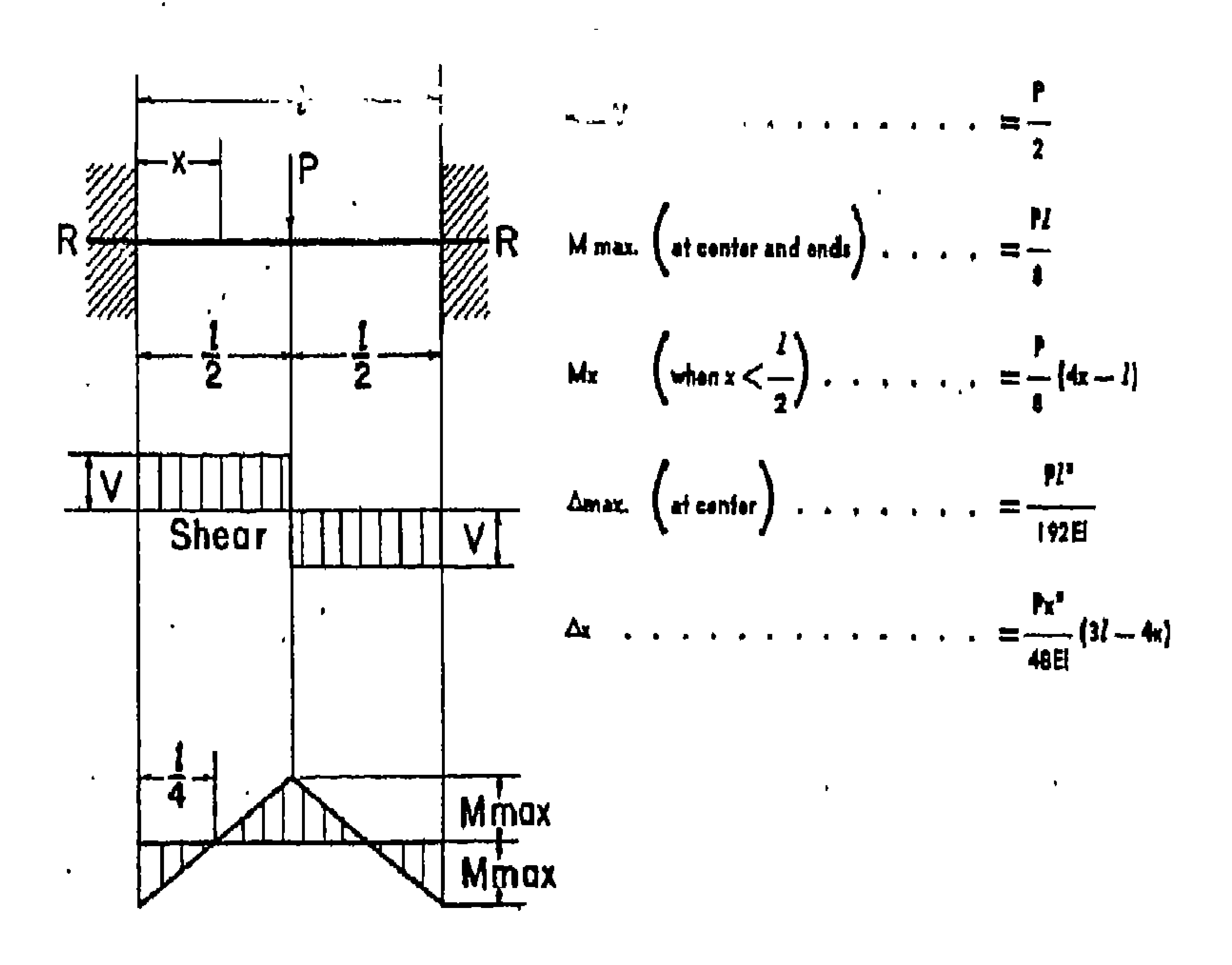
$M_1\ \left(\text{at center}\right) \quad \dots \dots \quad = \frac{wl^2}{24}$

$M_x \quad \dots \dots \quad = \frac{w}{12}(6lx - l^2 - 6x^2)$

$\Delta max.\ \left(\text{at center}\right) \quad \dots \dots \quad = \frac{wl^4}{384EI}$

$\Delta x \quad \dots \dots \quad = \frac{wx^2}{24EI}(l - x)^2$

Beam Fixed at Both Ends—Concentrated Load at Center



$R = V \quad \dots \dots \quad = \frac{P}{2}$

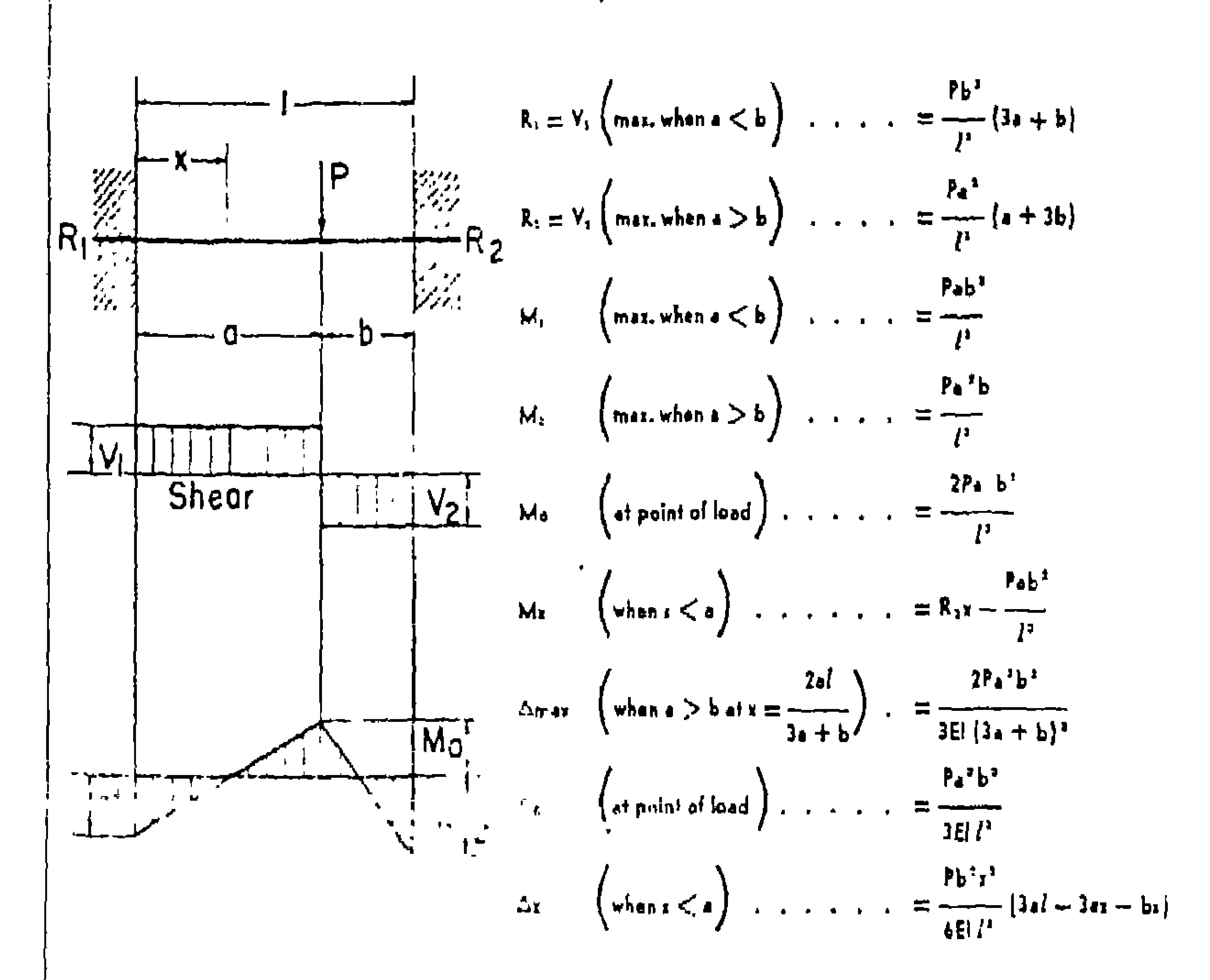
$M\ max.\ \left(\text{at center and ends}\right) \quad \dots \quad = \frac{Pl}{8}$

$M_x\ \left(\text{when } x < \frac{l}{2}\right) \quad \dots \dots \quad = \frac{P}{8}(4x - l)$

$\Delta max.\ \left(\text{at center}\right) \quad \dots \dots \quad = \frac{Pl^3}{192EI}$

$\Delta x \quad \dots \dots \quad = \frac{Px^2}{48EI}(3l - 4x)$

Beam Fixed at Both Ends—Concentrated Load at Any Point



$R_1 = V_1 \left(\text{max. when } a < b\right) \;.\;.\;.\;.\; = \frac{Pb^2}{l^3}(3a + b)$

$R_2 = V_2 \left(\text{max. when } a > b\right) \;.\;.\;.\;.\; = \frac{Pa^2}{l^3}(a + 3b)$

$M_1 \quad \left(\text{max. when } a < b\right) \;.\;.\;.\;.\; = \frac{Pab^2}{l^2}$

$M_2 \quad \left(\text{max. when } a > b\right) \;.\;.\;.\;.\; = \frac{Pa^2b}{l^2}$

$M_a \quad \left(\text{at point of load}\right) \;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{2Pa^2b^2}{l^3}$

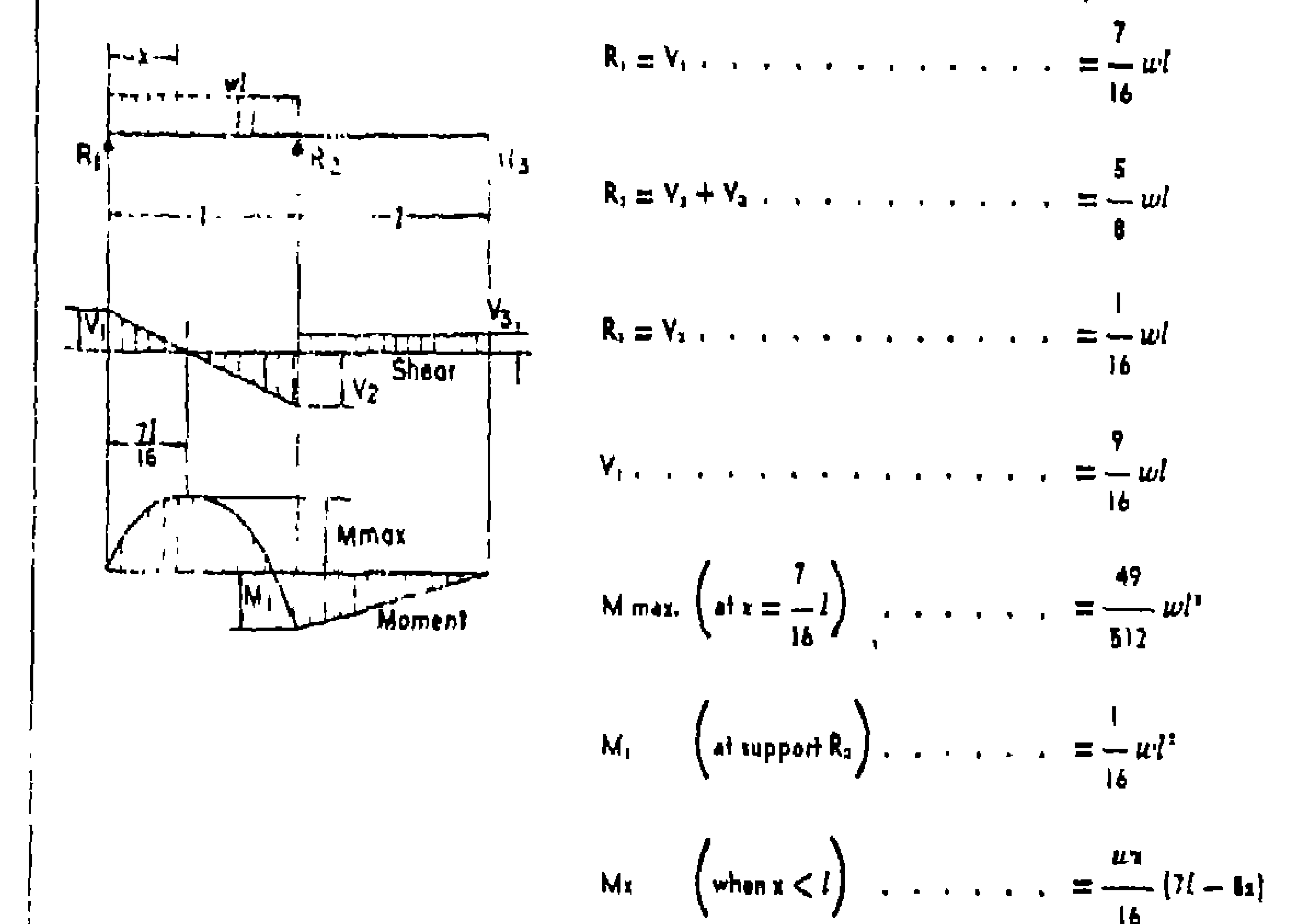
$M_x \quad \left(\text{when } x < a\right) \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = R_1x - \frac{Pab^2}{l^2}$

$\Delta_{max} \quad \left(\text{when } a > b \text{ at } x = \frac{2al}{3a + b}\right) \;.\; = \frac{2Pa^3b^2}{3EI\,(3a + b)^2}$

$\Delta_a \quad \left(\text{at point of load}\right) \;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{Pa^3b^3}{3EI\,l^3}$

$\Delta_x \quad \left(\text{when } x < a\right) \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{Pb^2x^2}{6EI\,l^3}(3al - 3ax - bx)$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Uniform Load on One Span



$R_1 = V_1 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{7}{16}wl$

$R_2 = V_2 + V_3 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{5}{8}wl$

$R_3 = V_3 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{1}{16}wl$

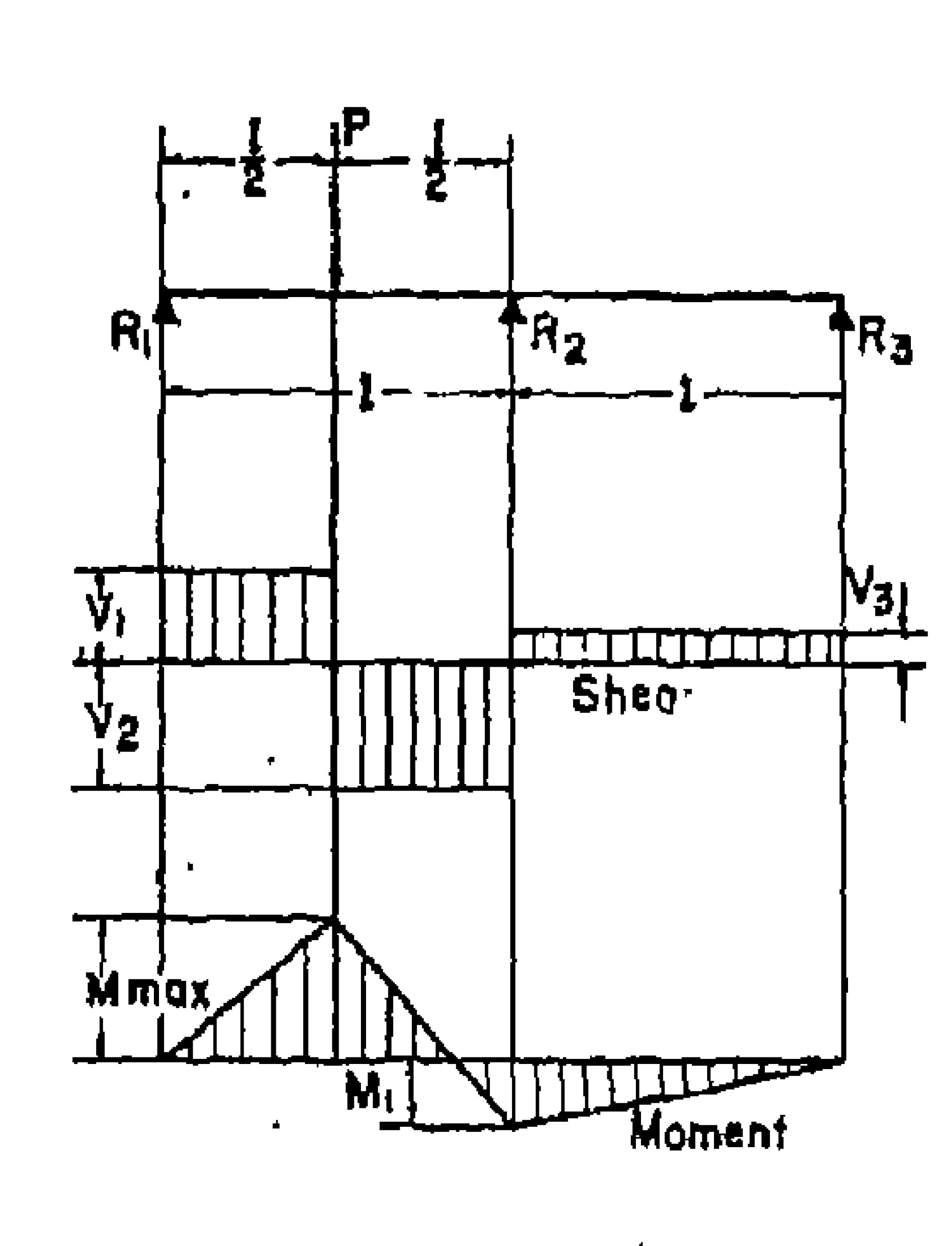
$V_2 \;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{9}{16}wl$

$M\,max. \left(\text{at } x = \frac{7}{16}l\right) \;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{49}{512}wl^2$

$M_1 \quad \left(\text{at support } R_2\right) \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{1}{16}wl^2$

$M_x \quad \left(\text{when } x < l\right) \;.\;.\;.\;.\;.\;.\; = \frac{wx}{16}(7l - 8x)$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Concentrated Load at Center of One Span



$R_1 = V_1 \dots\dots\dots\dots\dots = \frac{13}{32}P$

$R_2 = V_2 + V_3 \dots\dots\dots\dots = \frac{11}{16}P$

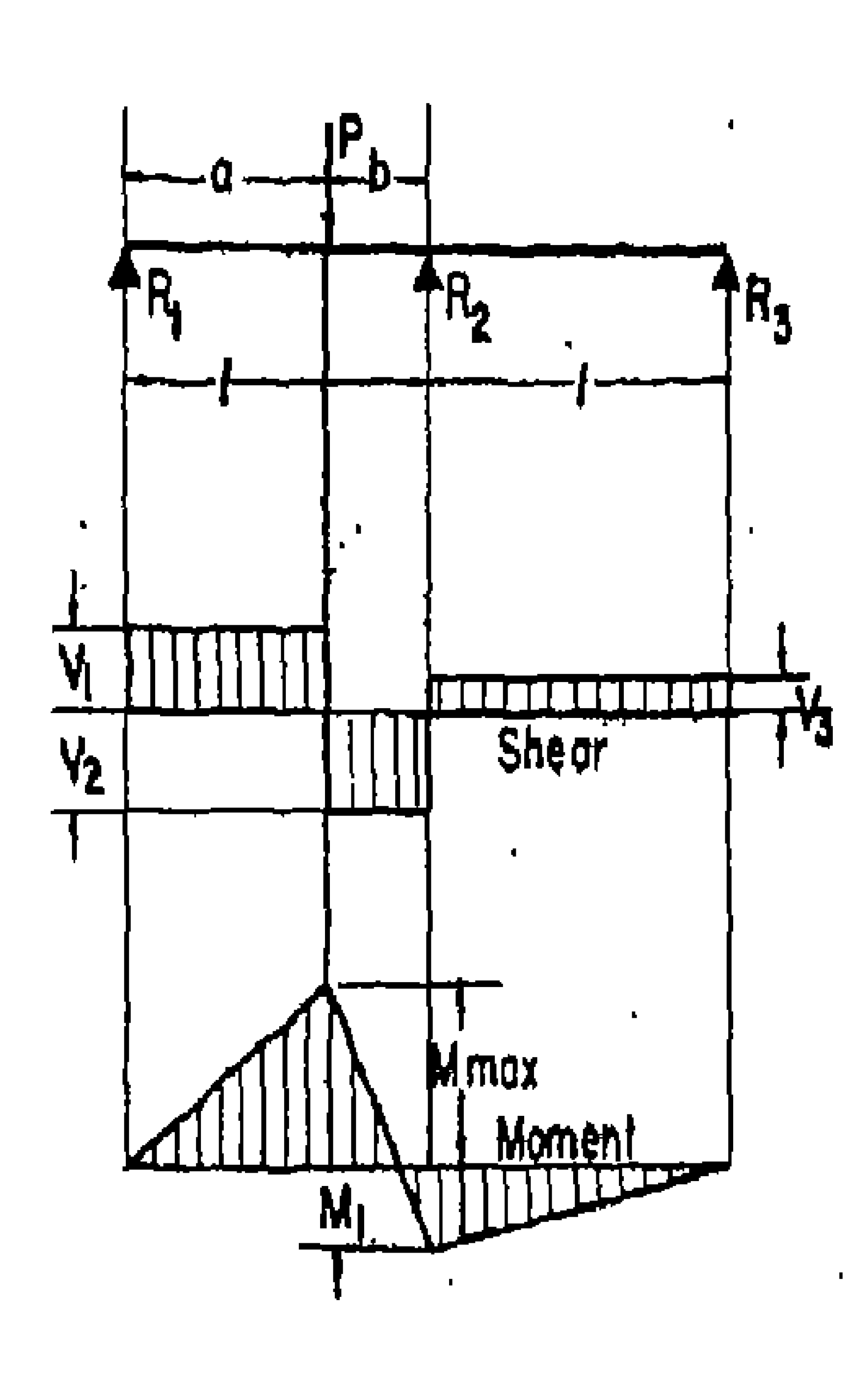
$R_3 = V_3 \dots\dots\dots\dots\dots = -\frac{3}{32}P$

$V_2 \dots\dots\dots\dots\dots\dots = \frac{19}{32}P$

$M\ max. \left(\text{at point of load}\right) \dots\dots = \frac{13}{64}Pl$

$M_1 \quad \left(\text{at support } R_2\right) \dots\dots = \frac{3}{32}Pl$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Concentrated Load at Any Point



$R_1 = V_1 \dots\dots\dots\dots\dots = \frac{Pb}{4l^3}\left(4l^2 - a\,(l + a)\right)$

$R_2 = V_2 + V_3 \dots\dots\dots\dots = \frac{Pa}{2l^3}\left(2l^2 + b\,(l + a)\right)$

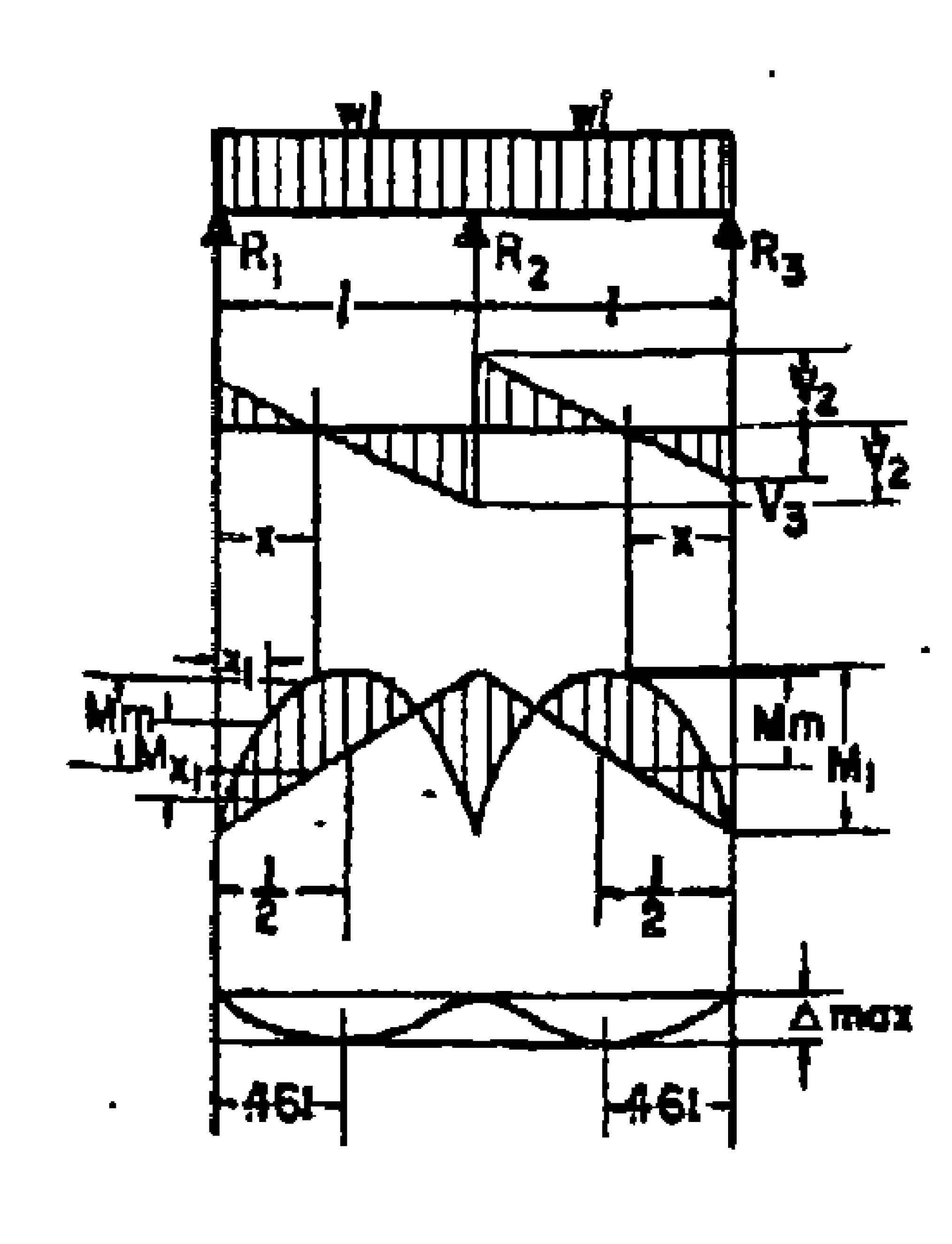
$R_3 = V_3 \dots\dots\dots\dots\dots = \frac{Pab}{4l^3}(l + a)$

$V_2 \dots\dots\dots\dots\dots\dots = \frac{Pa}{4l^3}\left(4l^2 + b\,(l + a)\right)$

$M\ max. \left(\text{at point of load}\right) \dots\dots = \frac{Pab}{4l^3}\left(4l^2 - a\,(l + a)\right)$

$M_1 \quad \left(\text{at support } R_2\right) \dots\dots = \frac{Pab}{4l^2}(l + a)$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Uniformly Distributed Load



$R_1 = V_1 = R_3 = V_3$ . . . . $= \dfrac{3wl}{8}$

R_2 . . . . $= \dfrac{10wl}{8}$

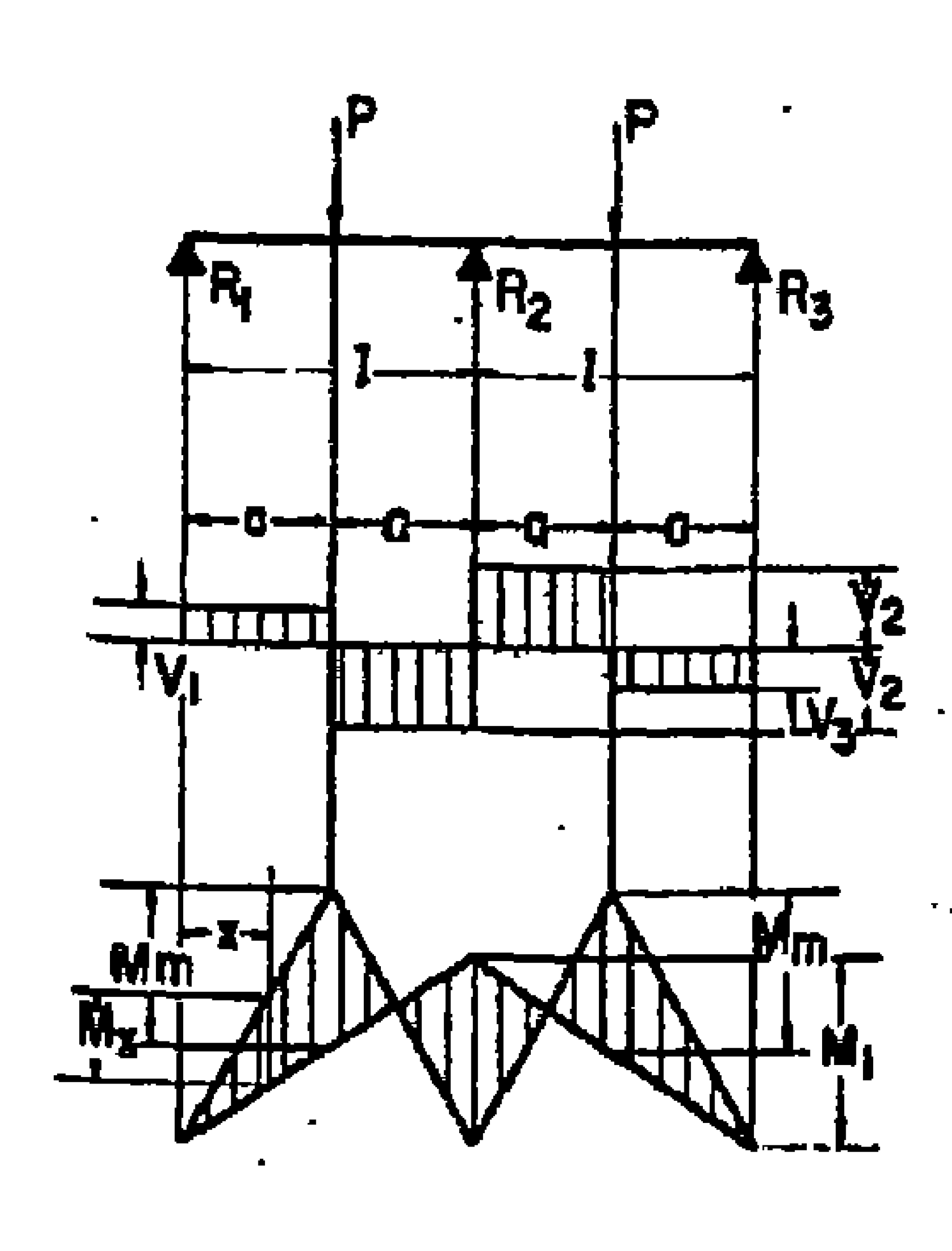
$V_2 = V_{max}$ . . . . $= \dfrac{5wl}{8}$

M_1 . . . . $= -\dfrac{wl^2}{8}$

$M_m \quad \left(\text{at } \dfrac{3l}{8}\right)$ . . . . $= \dfrac{9wl^2}{128}$

$\Delta_{max} \quad \left(\text{at } 0.46l\text{, approx, from } R_1 \text{ and } R_3\right) = \dfrac{wl^4}{185EI}$

Continuous Beam—Two Equal Spans—Two Equal Concentrated Loads Symmetrically Placed



$R_1 = V_1 = R_3 = V_3$ . . . . $= \dfrac{5P}{16}$

$R_2 = 2V_2$ . . . . $= \dfrac{11P}{8}$

$V_2 = P - R_1$ . . . . $= \dfrac{11P}{16}$

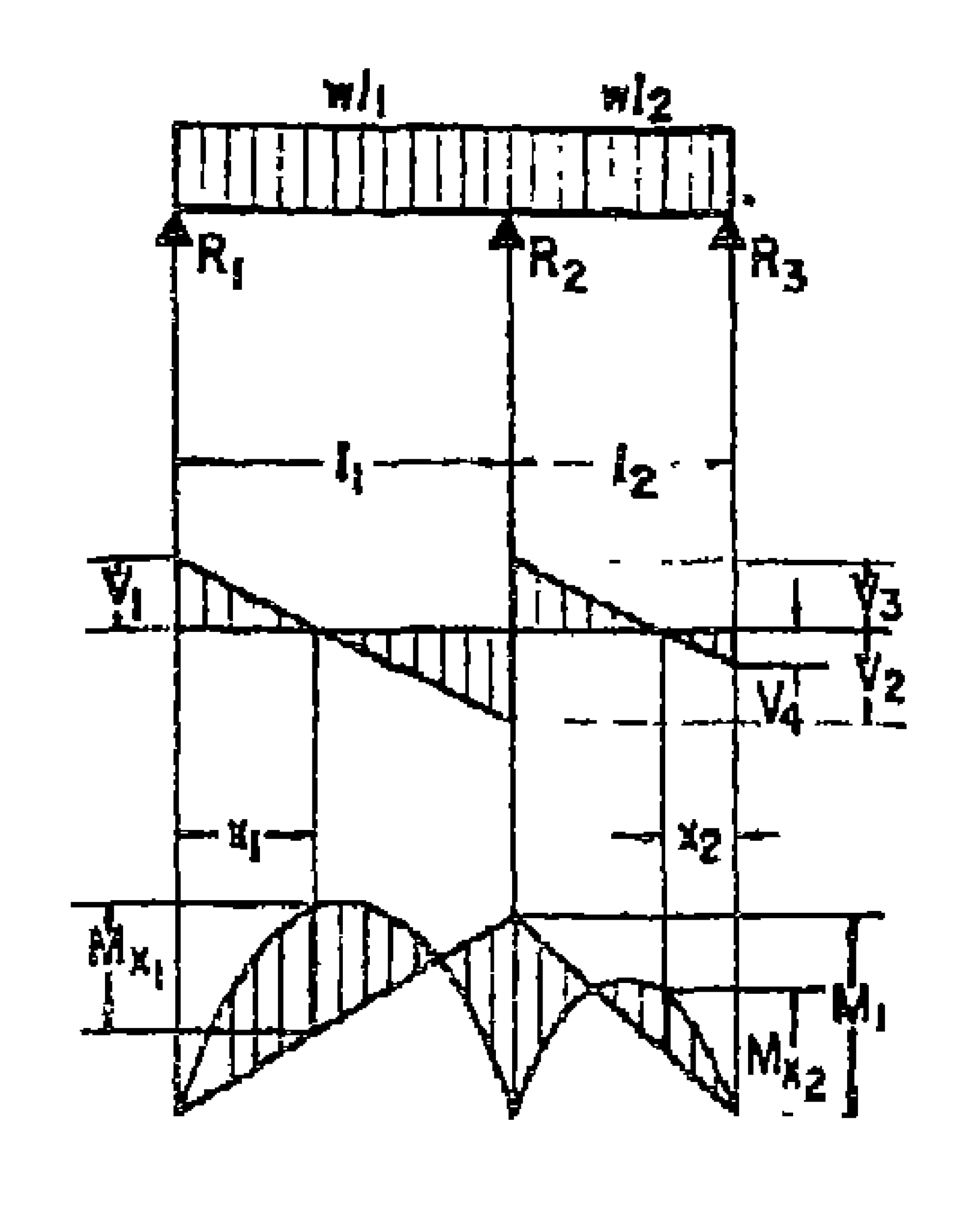
V_{max} . . . . $= V_2$

M_1 . . . . $= -\dfrac{3Pl}{16}$

M_m . . . . $= \dfrac{5Pl}{32}$

$M_x \quad \left(\text{when } x < a\right)$ . . . . $= R_1x$

Continuous Beam—Two Unequal Spans—Uniformly Distributed Load



$R_1 \dots\dots\dots\dots = \frac{M_1}{l_1} + \frac{wl_1}{2}$

$R_2 \dots\dots\dots\dots = wl_1 + wl_2 - R_1 - R_3$

$R_3 = V_4 \dots\dots\dots\dots = \frac{M_1}{l_2} + \frac{wl_2}{2}$

$V_1 \dots\dots\dots\dots = R_1$

$V_2 \dots\dots\dots\dots = wl_1 - R_1$

$V_3 \dots\dots\dots\dots = wl_2 - R_3$

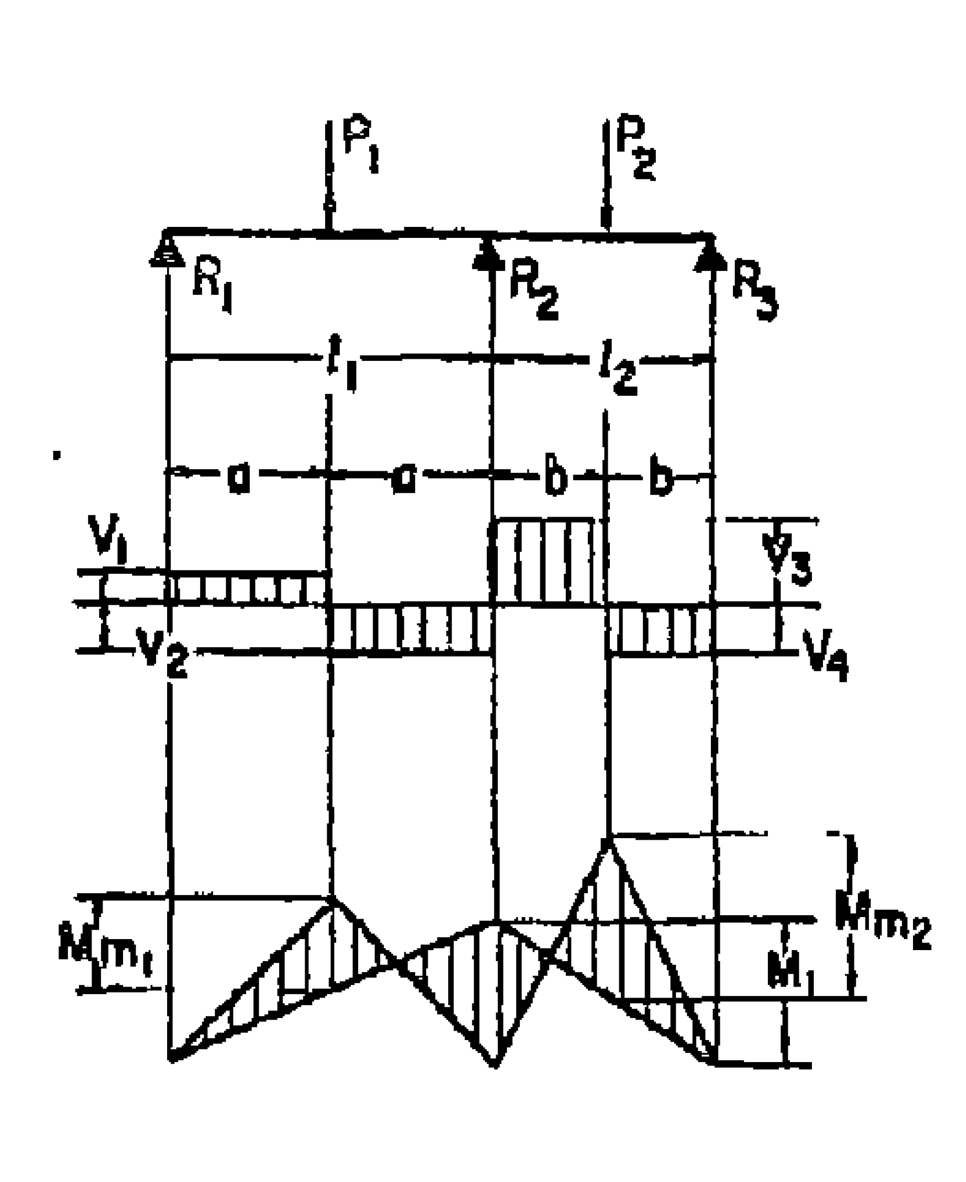
$V_4 \dots\dots\dots\dots = R_3$

$M_1 \dots\dots\dots\dots = -\frac{wl_2^3 + wl_1^3}{8(l_1 + l_2)}$

$Mx_1 \quad \left(\text{when } x_1 = \frac{R_1}{w}\right) \dots\dots = R_1x_1 - \frac{wx_1^2}{2}$

$Mx_2 \quad \left(\text{when } x_2 = \frac{R_3}{w}\right) \dots\dots = R_3x_2 - \frac{wx_2^2}{2}$

Continuous Beam—Two Unequal Spans—Concentrated Load on Each Span Symmetrically Placed



$R_1 \dots\dots\dots\dots = \frac{M_1}{l_1} + \frac{P_1}{2}$

$R_2 \dots\dots\dots\dots = P_1 + P_2 - R_1 - R_3$

$R_3 \dots\dots\dots\dots = \frac{M_1}{l_2} + \frac{P_2}{2}$

$V_1 \dots\dots\dots\dots = R_1$

$V_2 \dots\dots\dots\dots = P_1 - R_1$

$V_3 \dots\dots\dots\dots = P_2 - R_3$

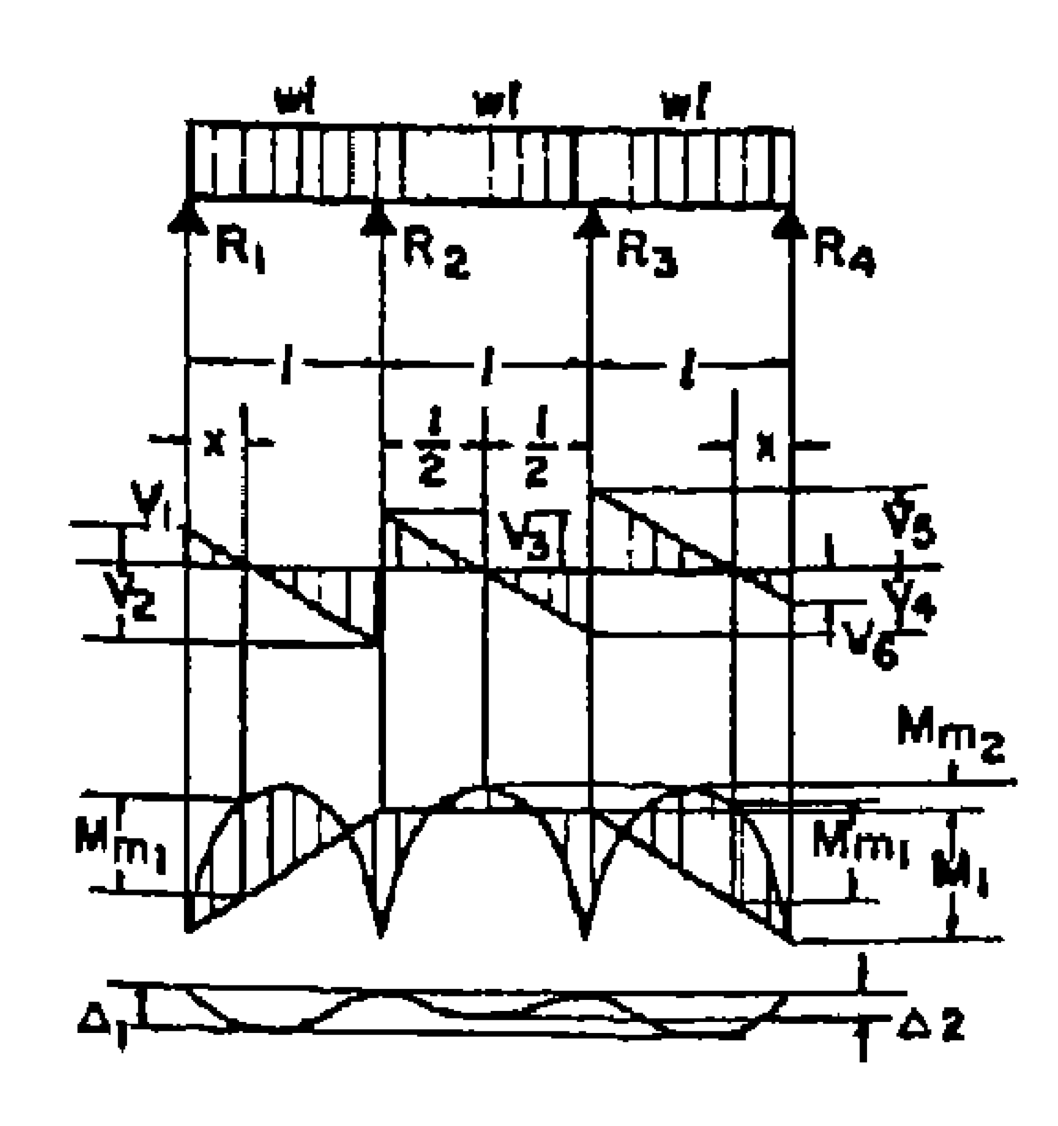
$V_4 \dots\dots\dots\dots = R_3$

$M_1 \dots\dots\dots\dots = -\frac{3}{16}\left(\frac{P_1l_1^2 + P_2l_2^2}{l_1 + l_2}\right)$

$Mm_1 \dots\dots\dots\dots = R_1a$

$Mm_2 \dots\dots\dots\dots = R_3b$

Continuous Beam—Three Equal Spans—Uniformly Distributed Load



$R_1 = R_4 = V_1 = V_6 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{4wl}{10}$

$R_2 = R_3 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{11wl}{10}$

$V_2 = V_5 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{6wl}{10}$

$V_3 = V_4 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{wl}{2}$

$M_1 \ldots\ldots\ldots = -\dfrac{wl^2}{10}$

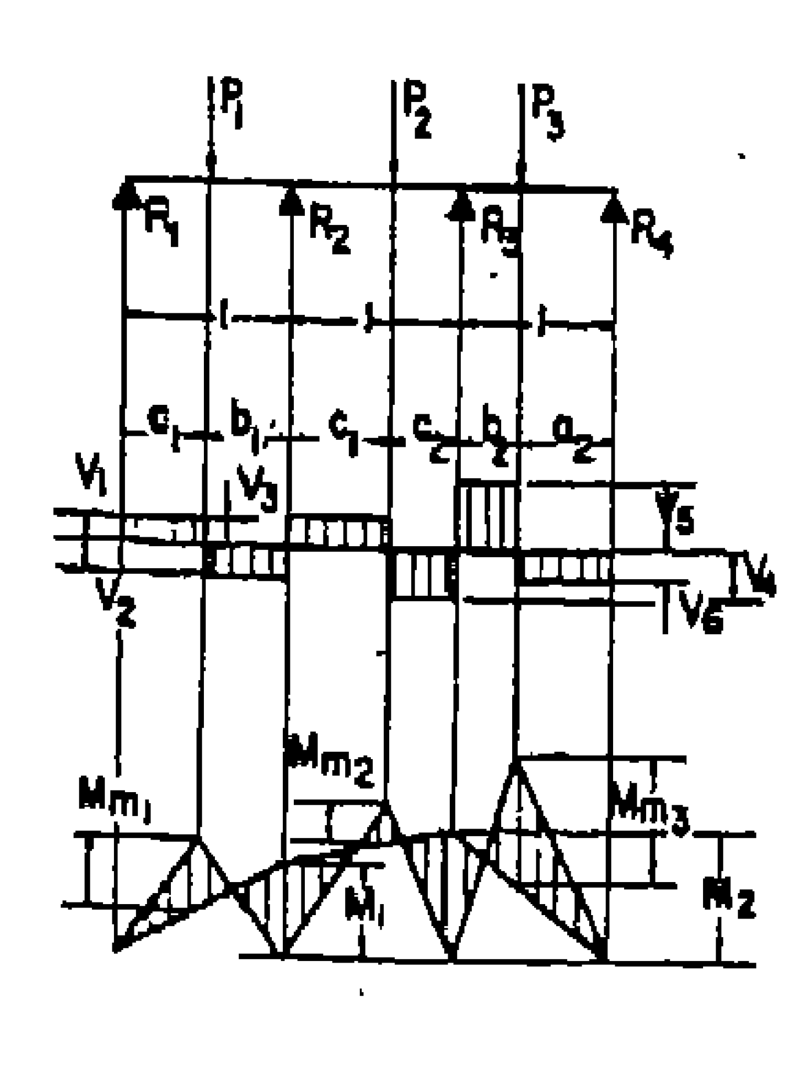
$Mm_1 \quad \left(\text{at } x = \dfrac{4l}{10}\right) \ldots\ldots\ldots = \dfrac{2wl^2}{25}$

$Mm_2 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{wl^2}{40}$

$\Delta_1 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{4wl^4}{581EI}$

$\Delta_2 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{wl^4}{1920EI}$

Continuous Beam—Three Equal Spans—Concentrated Load on Each Span Unsymmetrically Placed



$R_1 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{M_1 + P_1b_1}{l}$

$R_2 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{M_2 - 2R_1l + P_1c_1 + P_2(l + b_2)}{l}$

$R_3 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{M_1 - 2R_4l + P_3c_3 + P_2(l + b_2)}{l}$

$R_4 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{M_2 + P_3b_3}{l}$

$V_1 \ldots\ldots\ldots = R_1$

$V_2 \ldots\ldots\ldots = R_1 - P_1$

$V_3 \ldots\ldots\ldots = R_2 - V_2$

$V_4 \ldots\ldots\ldots = R_3 - V_5$

$V_5 \ldots\ldots\ldots = R_4 - P_3$

$V_6 \ldots\ldots\ldots = R_4$

$M_1 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{-4P_1a_1b_1(l + a_1) - P_2b_2c_2(7l - 5c_2) + P_3b_3a_3(l + a_3)}{15l^2}$

$M_2 \ldots\ldots\ldots = \dfrac{P_1a_1b_1(l - a_1) - P_2b_2c_2(2l - 5c_2) - 4P_3b_3a_3(l + a_3)}{15l^2}$

$Mm_1 \ldots\ldots\ldots = R_1a_1$

$Mm_2 \ldots\ldots\ldots = M_1 + V_3c_2$

$Mm_3 \ldots\ldots\ldots = R_4a_3$

الباب الثامن (ملحق D)

الكود المصرى لحساب الأحمال والقوى - قرار وزارى رقم ١٩٩٣/٤٥

جدول (   ) الأوزان الفعلية للمواد المختلفة

المادة	الوزن كجم /م٣ (ك. نيوتن/م٣)	زاوية الاحتكاك
أولاً : مواد البناء الخرسانة		
خرسانة مسلحة بركام سليسى	٢٥٠٠ (٢٥)	-
خرسانة عادية:		
خرسانة بركام سليسى	٢٢٠٠(٢٢)	-
خرسانة خفيفة	١٠٠٠-٢٠٠٠ (١٠ - ٢٠)	-
خرسانة مهواه	٦٠٠ - ٩٠٠ (٦-٩)	-
خرسانة ثقيلة	٢٥٠٠ فأكثر (٢٥ فأكثر)	-
خرسانة بركام البازلت	٢٣٠٠ - ٢٥٠٠ (٢٣-٢٥)	-
خرسانة بركام الفرن العالى	١٦٠٠ -١٩٠٠ (١٦-١٩)	-
خرسانة بركام الطين المدد	٧٠٠ - ١٧٠٠ (٧-١٧)	-
خرسانة عازلة ذات فراغات	٣٠٠ - ٦٠٠ (٣-٦)	-
الأسمنت		
أسمنت (سائب)	١١٠٠-١٢٠٠ (١١-١٢)	٢٠
كلنكر الأسمنت	١٥٠٠-١٨٠٠ (١٥-١٨)	٢٠
الركام:		
زلط	١٧٠٠ (١٧)	-
رمل	١٥٠٠ (١٥)	-
[illegible] الأوزان العالية:		
[illegible]	١٧٠٠(١٧)	٤٠
[illegible]	١٢٠٠(١٢)	٢٥

* تحدد بمعرفة المصمم

ركام الليكا (الطين المدد)	٣٠٠ – ٩٠٠ (٣-٩)	٣٥
الحجر الخفاف	٣٥٠ – ٦٥٠ (٣,٥٠ – ٦٥٠)	–
الفيرموكوليت المنقوش	٦٠-٢٠٠ (٠,٦ -٢)	–
الزماد المتطاير	٦٠٠ – ١١٠٠ (٦-١١)	٣٥
الماء	١٠٠٠(١٠)	صفر
إضافات الخرسانة:		
(سائلة) أو مسحوق	١٠٠٠- ١٢٠٠ (١٠-١٢) -	–
أحجار البناء		
أ- صخور نارية:		
جرانيت	٢٨٠٠ (٢٨)	–
بازلت (ديوريت – جابرو)	٣٠٠٠(٣٠)	–
بازلت (بركانى)	٢٤٠٠(٢٤)	–
الشيست	٢٦٠٠(٢٦)	–
ب- صخور رسوبية:		
الحجر الجيرى	٢٧٠٠(٢٧)	–
الرخام	٢٨٠٠(٢٨)	–
الحجر الرملي.	٢,٧٠٠(٢٧)	–
ج. صخور متحولة:		
الأردواز	٢٨٠٠(٢٨)	–
الجنيس	٣٠٠٠(٣٠)	–
السربتين	٢٧٠٠(٢٧)	–
الرخام	٢٧٠٠(٢٧)	–
طوب البناء:		
طوب أحمر طفلي مصمت	١٦٠٠-١٨٠٠ (١٦-١٨)	–
طوب طفلى متقب	١٤٠٠-١٦٠٠ (١٤-١٦)	–

- تحدد بمعرفة المصمم

طوب أسمنتي مصمت	٢٠٠٠(٢٠)	–
طوب أسمنتي مفرغ	١٤٠٠–١٨٠٠ (١٤–١٨)	–
طوب جيرى رملى:		
مصمت	٨٥٠ (١٨,٥٠)	–
مفرغ	١٤٠٠(١٤)	–
خفيف الوزن	٧٠٠–٨٠٠ (٧–٨)	–
طوب حرارى لأغراض مختلفة		
طين حرارى	١٨٥٠(١٨,٥٠)	–
سليكا	١٨٠٠ (١٨)	–
منجنيزيت	٢٨٠٠(٢٨)	–
كروم – منجنيزيت	٣٠٠٠(٣٠)	–
كورندم	٢٦٠٠(٢٦)	–
طوب مقاوم للأحماض	١٩٠٠(١٩)	–
طوب زجاجي	٨٧٠ (٨,٧٠)	–
بلوكات البناء:		
بلوكات خرسانية	١٤٠٠–١٩٠٠ (١٤–١٩)	–
بلوكات خرسانية مفرغة	١١٥٠ (١١,٥٠)	–
بلوكات خرسانية بركام الليكا	٦٠٠ – ٩٠٠ (٦–٩)	–
بلوكات جبسيه	٩٥٠ – (٩,٥٠)	–
الجير:		
مسحوق الحجر الجيرى	١٢٠٠ (١٢)	–
كتل الجير المكلسة	٨٥٠–١٣٠٠ (٨,٥٠–١٣)	–
كتل الجير المطحونة	٦٠٠–١٣٠٠ (٦–١٣)	٤٥
الجير المكلس المطفي	١١٠٠ (١١)	٢٥
الدبس	٨٠٠–١٠٠٠ (٨–١٠)	٢٥

· تحدد بمعرفة المصمم

المونة:		
مونه الأسمنت	٢١٠٠ (٢١)	-
مونه الجير	١٨٠٠(١٨)	-
مونه الأسمنت والجير	٧٥٠-١٨٠٠ (٧,٥٠-١٨)	-
مونه الجبس	١٤٠٠-١٨٠٠ (١٤-١٨)	-
مونه البيتومين بالرمل	١٧٠٠ (١٧)	-
الخشب ومنتجاته:		
(مجفف بالهواء - رطوبة ١٥%)		-
أ. خشب صلب:		
زان	٦٨٠ (٦,٨٠)	-
قرو	٦٩٠ (٦,٩٠)	-
ب- خشب طرى:		
بيتش باين	٥٧٠(٥,٧٠)	-
خشب أبيض	٤٠٠(٤)	-
ج. ألواح من ألياف خشبية:		
صلدة	٩٠٠-١١٠٠(٩-١١)	-
متوسطة الصلادة	٦٠٠-٩٠٠(٦-٩)	-
عازل ذو فراغات	٢٥٠-٤٠٠(٢,٥٠-٤)	-
خشب أبلكاش مضغوط	٧٥٠-٨٥٠(٧,٥٠ - ٨,٥٠)	-
ألواح ذات قلب خشبي	٤٥٠-٦٥٠ (٤,٥٠-٦,٥٠)	-
مولد بناء أخرى:		
أسبتوس	٨٠٠(٨)	-
ألواح أسبستوس أسمنتى متموجة	١٦٠٠ (١٦)	-
ماسورة أسبستوس أسمنتى	١٨٠٠(١٨)	-
سيلتون	١٢٠(١,٢٠)	-
تربة جافة	١٧٠٠ (١٧)	-

تربة مبتلة	٢٠٠٠ (٢٠)	–
أرضية مطاط	١٨٠٠ (١٨)	–
بيتومين	١٠٠٠-١٤٠٠ (١٠-١٤)	–
قار	١١٠٠-١٤٠٠ (١١-١٤)	–
بلاط أسمنتى	٢٤٠٠ (٢٤)	–
بلاط موزايكو	٢٢٠٠(٢٢)	–
راتنج الإيبوكس:		
بدون مولد مالئة	١١٥٠(١١,٥٠)	–
بمواد فلزية	٢٠٠٠(٢٠)	–
ع الفيبر جلاس	١٨٠٠(١٨)	–
بلاط بلاستيك	١١٠٠(١١)	–
راتنج بوليستر:	١٣٥٠(١٣,٥٠)	–
بوليثيرين	٩٣٠ (٩,٣)	–
ألواج ب.ف.س. الصلدة	١٤٠٠(١٤)	–
ألواج ب.ف.س. للأرضيات	١٦٠٠(١٦)	–
بلاط ب.ف.س. للأرضيات	١٧٠٠(١٧)	–
فيبر جلاس	١٦٠-١٨٠ (١,٦-١,٨)	–
صوف زجاجى	١٠٠-١١٠ (١-١.١)	–
صوف خشبى	٢٠٠-٣٠٠ (٢-٣)	صفر
فلين	٦٠ (٠,٦)	صفر
مصيص	١١٠٠-١٥٠٠ (١١-١٥)	–
ألواح زجاج	٢٥٠٠(٢٥)	–
زجاج بالسلك	٢٦٠٠(٦)	–
زجاج أكريليك	١٢٠٠(١٢)	–
بالات الكتان	٦٠٠(٦)	–

- تحدد بمعرفة المصمم

أكوام الجلد	٩٠٠-١٠٠٠(٩-١٠)	-
للورق:		
فى رزم	١٢٠٠(١٢)	صفر
فى لفات	١١٠٠(١١)	-
المطاط:		
ملفوفة لمواد الأرضيات	١٣٠٠ (١٣)	-
خام فى بالات	١١٠٠(١١)	-
الصوف:		
فى بالات	٧٠٠ (٧)	-
مضغوط فى بالات	١٣٠٠ (١٣)	-
ثانياً: المواد المعدنية:		
صلب	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	-
حديد مطاوع	٧٨٥٠ (٧٨,٥)	-
حديد زهر	٧٢٥٠ (٧٢,٥)	-
حديد خام	٣٠٠٠ (٣٠)	-
ألومنيوم	٢٧٠٠ (٢٧)	-
سلك ألومنيوم	٢٨٠٠ (٢٨)	-
رصاص:	١١٤٠٠-١٢٠٠٠ (١١٤-١٢٠)	-
رصاص أبيض (مسحوق)	٩٠٠٠ (٩٠)	صفر
رصاص أحمر (مسحوق)	٨٠٠٠ (٨٠)	صفر
نحاس:	٨٧٠٠-٨٩٠٠ (٨٧-٨٩)	-
نحاس أصفر	٨٢٠٠- ٨٥٠٠ (٨٢-٨٥)	-
برونز	٨٤٠٠-٨٥٠٠ (٨٤-٨٥)	-
نيكل	٨٩٠٠ (٨٩)	-
زنك مصبوب	٦٩٠٠ (٦٩)	-

- تحدد بمعرفة المصمم

زنك مدلفن	٧٢٠٠ (٧٢)	-

صفيح مدلفن	٧٢٠٠-٧٤٠٠ (٧٢-٧٤)	–
مغنسيوم	١٨٥٠ (١٨,٥)	–
أنتيمون	٦٦٢٠ (٦٦,٢)	–
باريوم	٣٥٠٠ (٣٥)	–
كادميوم	٨٦٥٠ (٨٦,٥)	–
كوبالت	٨٧٠٠ (٨٧)	–
ذهب	١٩٣٠٠ (١٩٣)	–
فضة	١٠٥٠٠ (١٠٥)	–
منجنيز	٧٢٠٠ (٧٢)	–
مولبدينم	١٠٢٠٠ (١٠٢)	–
بلاتين	٢١٣٠٠ (٢١٣)	–
تيتانيوم	٤٥٠٠ (٤٥)	–
تنجستين	١٩٠٠٠ (١٩٠)	–
يورانيوم	١٨٧٠٠ (١٨٧)	–
فاناديوم	٥٦٠٠ (٥٦)	–
زركونيم	٦٥٣٠ (٦٥,٣)	–

ثالثا: الوقود:		
١- الفحم الفلزى:	٩٠٠-١٢٠٠ (٩-١٢)	–
فحم الكوك	٤٥٠-٦٥٠ (٤,٥ – ٦,٥)	٣٥
فحم نباتي	٧٠٠ (٧)	–
٢- الزيوت:		
زيت الديزل	٨٠٠ – ١٠٠٠ (٨-١٠)	صفر
زيت خام	٩٨٠ (٩,٨)	صفر

- تحدد بمعرفة المصمم

جازولين	٧٥٠ –٨٠٠ (٧.٥–٨)	صفر
بترول	٨٠٠(٨)	صفر
غازات سائلة:		
بروبين	٥٠٠ (٥)	صفر
بيوتين	٥٨٠ (٥,٨)	صفر
٣- الخشب:		
خشب صلد قطع	٤٠٠ – ٦٠٠ (٤–٦)	–
خشب صلد كتل	٥٠٠ (٥)	–
خشب قطع	٢٥٠ (٢,٥)	٤٥
خشب كتل	٣٠٠ (٣)	–
خشب الحريق	٤٠٠ (٤)	–
رابعا: السوائل:		
جليسرين	١٢٥٠ (١٢,٥)	صفر
طلاء الزيت معلبة أو صناديق	١١٠٠ (١١)	صفر
اللبن:		
فى خزانات	٩٥٠ – ١٠٠٠ (٩,٥–١٠)	صفر
فى علب	٨٥٠ (٨,٥)	–
فى زجاجات	٧٠٠ (٧)	–
العسل:		
فى خزانات	١٢٠٠ (١٢)	صفر
فى علب	١٠٠٠ (١٠)	–
فى زجاجات	٦٠٠ (٦)	–
حامض النتريك (٩١% بالوزن)	١٥٠٠ (١٥)	صفر
حامض الهيدروكلوريك (٤٠ % بالوزن)	١٢٠٠ (١٢)	صفر
حامض الكبريتيك (٣٠%بالوزن)	١٤٠٠ (١٤)	صفر

• تحدد بمعرفة المصمم

خامسا: مواد غذائية ومنتجات زراعية:		
الزبدة:		
فى براميل	٥٥٠ (٥.٥)	–
فى علب أو صناديق	٥٠٠ –٨٠٠ (٥–٨)	–
سكر محبب:		
فى غلاف ورق	٦٠٠ (٦)	–
فى عبوات كبيرة	٨٠٠ (٨)	–
سكر كتل فى غلاف ورق	٦٠٠ (٦)	–
فى صناديق	٧٠٠ (٧)	–
شاى باكوات	٤٠٠ (٤)	–
كحول	٨٠٠ (٨)	صفر
بيرة فى خزانات	١٠٠٠ (١٠)	صفر
بيرة فى براميل	٩٠٠ (٩)	–
كاكاو فى عبوات	٥٥٠ (٥.٥)	–
بيض فى أوراق حاملة	٥٥٠ (٥.٥)	–
دهون فى صناديق	٨٠٠ (٨)	–
سمك فى براميل	٦٠٠ (٦)	–
سمك معبأ	٨٠٠ (٨)	–
فاكهة فى صناديق	٣٥٠ – ٤٠٠ (٣,٥–٤)	٣٥
فاكهة مخزنة قطع	٥٠٠ – ٧٠٠ (٥–٧)	–
تبن محزم بالات	١٥٠ – ٢٠٠ (١,٥ – ٢)	–
ذرة	٤٥٠ (٤,٥)	٣٠
زبده صناعي براميل	٥٥٠ (٥.٥)	–
زبده صناعي فى صناديق	٧٠٠ (٧)	–
لحوم مجمدة	٤٠٠ – ٧٠٠ (٤–٧)	–

- تحدد بمعرفة المصمم

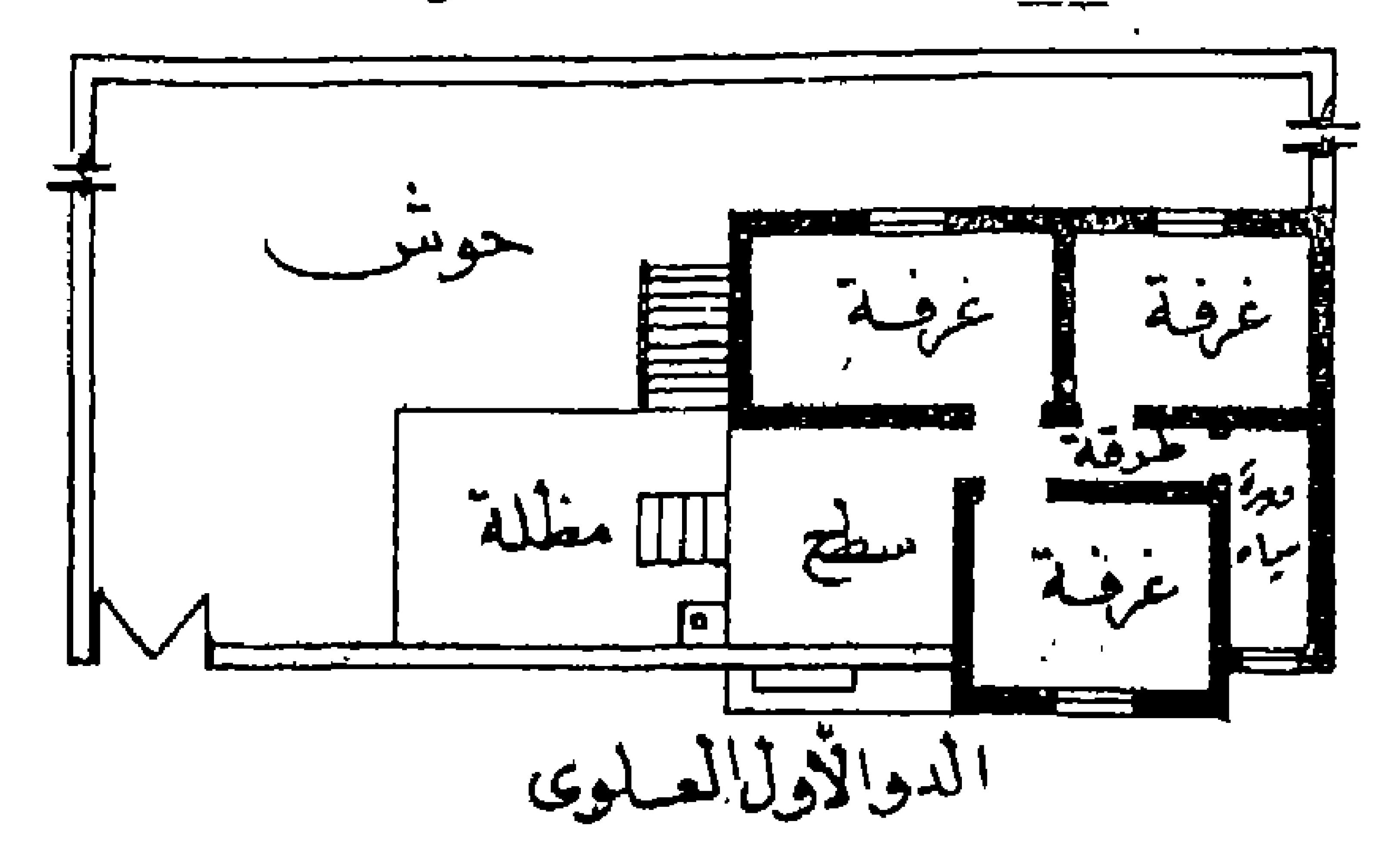
بصل في عبوات	٥٥٠ (٥,٥)	-
مخللات في عبوات	٧٠٠ (٧)	-
مشروبات فـــي زجاجـات داخـل	٨٠٠ (٨)	-
أرز شعير (غير مقشر)	٥٠٠ (٥)	-
أرز في عبوات	٥٦٠ (٥,٦)	-
ملح في أكوام	١٠٠٠ (١٠)	-
ملح في عبوات	١١٢٠ (١١,٢)	-
نشا في عبوات	٨٠٠ (٨)	-
قش محزم في بالات	١٧٠ (١,٧)	-
تبغ في بالات	٣٠٠ – ٥٠٠ (٣–٥)	-
قمح	٨٠٠ – ٩٠٠ (٨–٩)	-
نبيذ في خزانات	١٠٠٠ (١٠)	صفر
نبيذ في براميل	٨٥٠ (٨,٥٠)	-
بن في عبوات	٧٠٠ (٧)	-
دقيق في عبوات	٥٠٠ (٥)	-
صابون بودرة في عبوات	٦١٠ (٦,١)	-

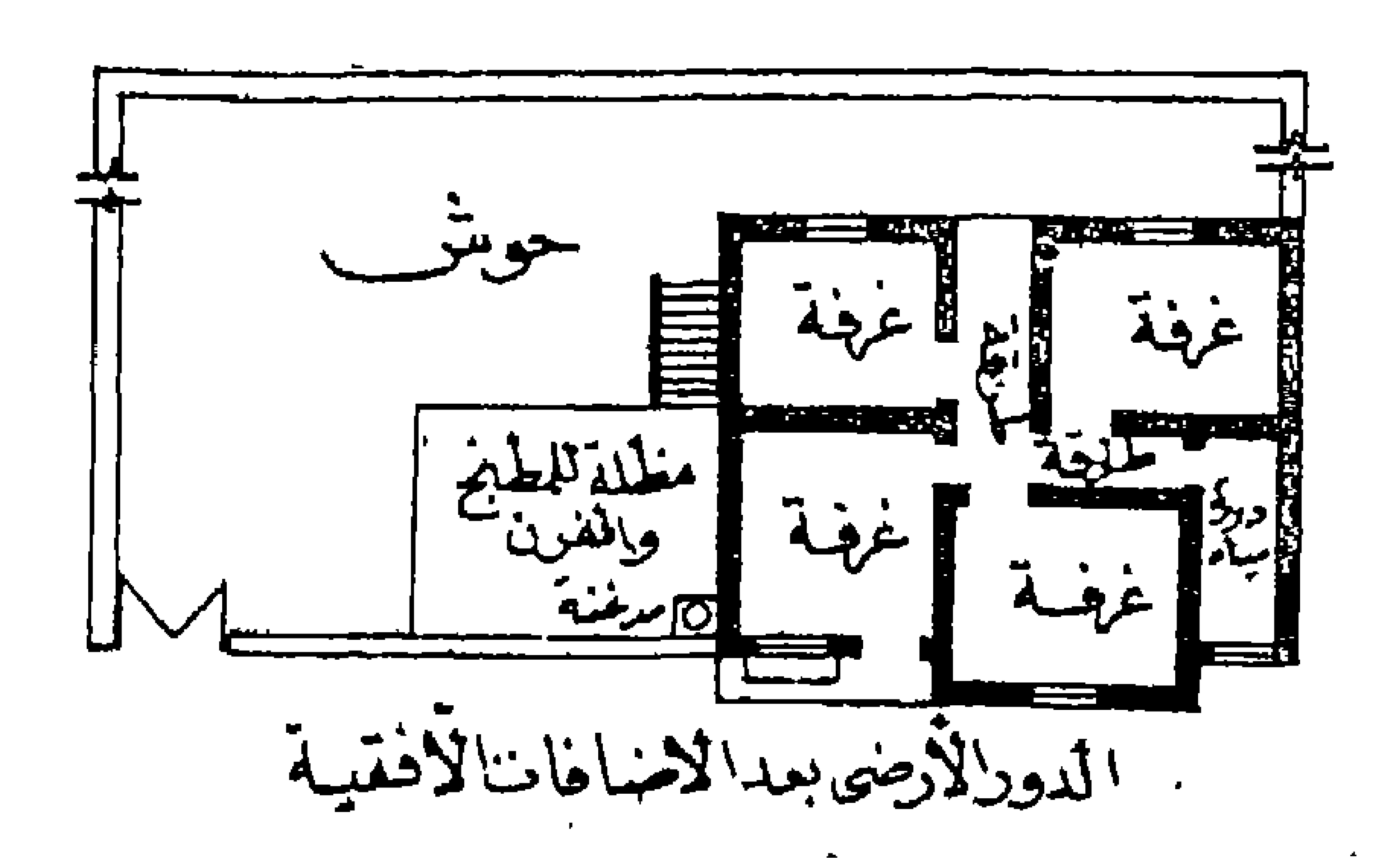
سادسا : مواد أخرى		
كتب وسجلات في أكوام	١٠٠٠–١١٠٠ (١٠–١١)	-
ثلج على هيئة بلوكات	٨٥٠ – ٩٠٠ (٨,٥ – ٩)	-
نسيج – أثواب	١١٠٠ (١١)	-
سليولوز بالات	٨٠٠ (٨)	-
بالات الأقمشة	٤٠٠ (٤)	-
بالات القطن	٧٠٠–١٣٠٠ (٧–١٣)	-
بالات اللباد	٥٠٠ (٥)	-
بالات القنب	٤٠٠ (٤)	-
بالات الجوت	٧٠٠ (٧)	-

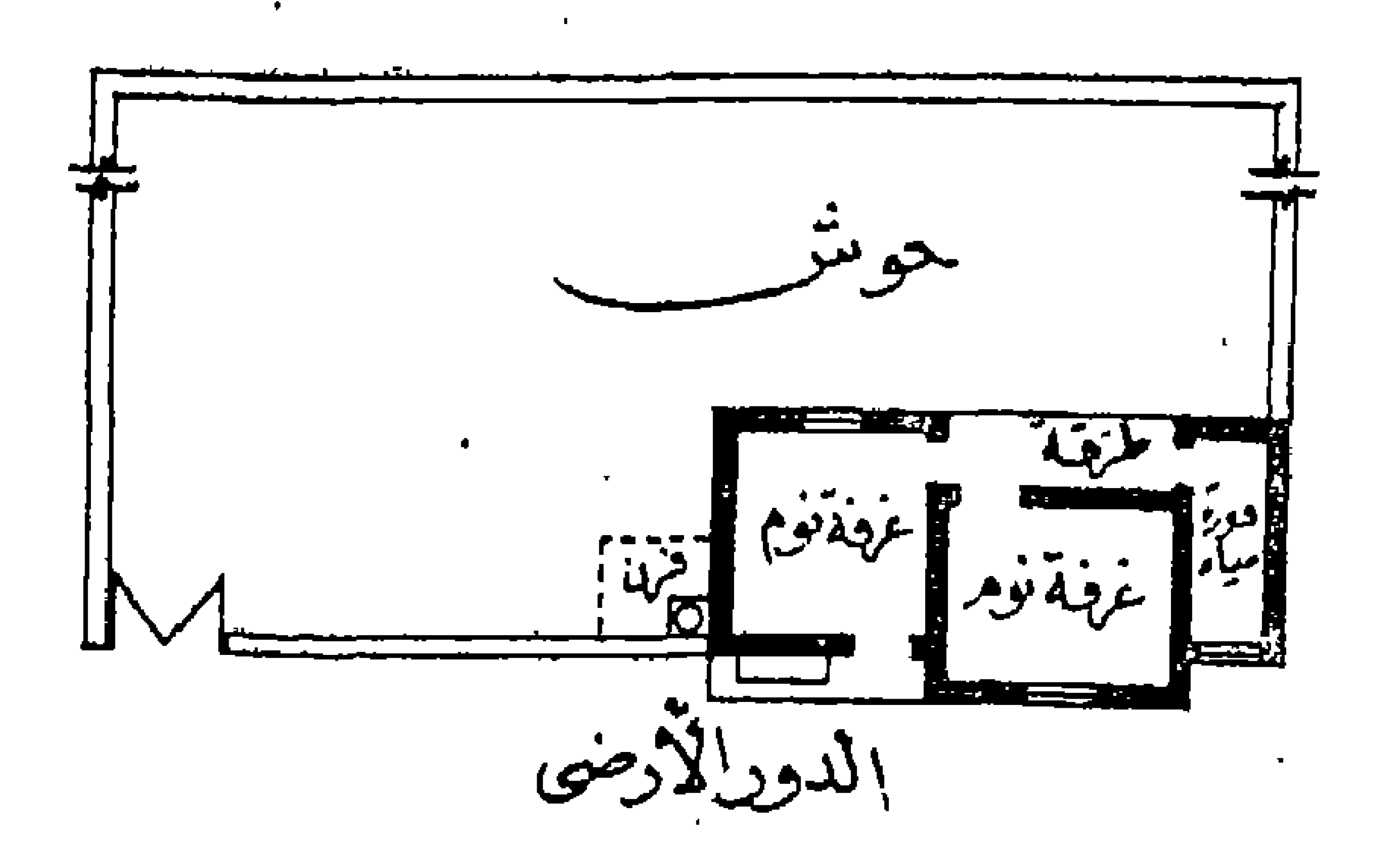
- تحدد بمعرفة المصمم

	كجم / م٢	من /م٢
أ- أسطح نهائية:		
١- أفقية لا يصل إليها (غير مستخدمة)	١٠٠	(١)
٢- مائلة (زاوية الميل أكبر من ٢٠°) لا يمكن الوصول إليها (غير مستخدمة)	٥٠	(٠,٥)
٣- أسطح غير مستخدمة من الصاج أو الزجاج أو البلاستيك أو القراميد	٢٠-٦٠	(٠,٢)
٤- أفقية يمكن الوصول إليها (مستخدمة)	مثل الحمل الحى الغالب فى الدور المتكرر	
ب- المباني السكنية		
١- غرف سكنية	٢٠٠	(٢)
٢- سلالم	٣٠٠	(٣)
٣- بلكونات	٣٠٠	(٣)
ج- المبانى الإدارية		
١- غرف مكاتب	٢٥٠	(٢,٥)
٢- غرف حفظ الملفات فى المكاتب	٢٠٠/م ارتفاع	(٢/م ارتفاع)
٣-أرشيف	٥٠٠- ١٠٠٠	(٥-١٠)
٤- سلالم	٤٠٠	(٤)
٥- بلكونات	٤٠٠	(٤)
د- المستشفيات		
١- غرف علاج للمرضى	٢٥٠	(٢,٥)
٢- عنابر علاج المرضى	٢٥٠	(٢,٥)
٣- غرف الجراحة	٤٠٠ فاكثر	(٤ فأكثر)
٤- غرف الأشعة	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٥- سلالم وطرقات	٤٠٠	(٤)
٦- بلكونات	٤٠٠	(٤)
هـ - المدارس والجامعات		

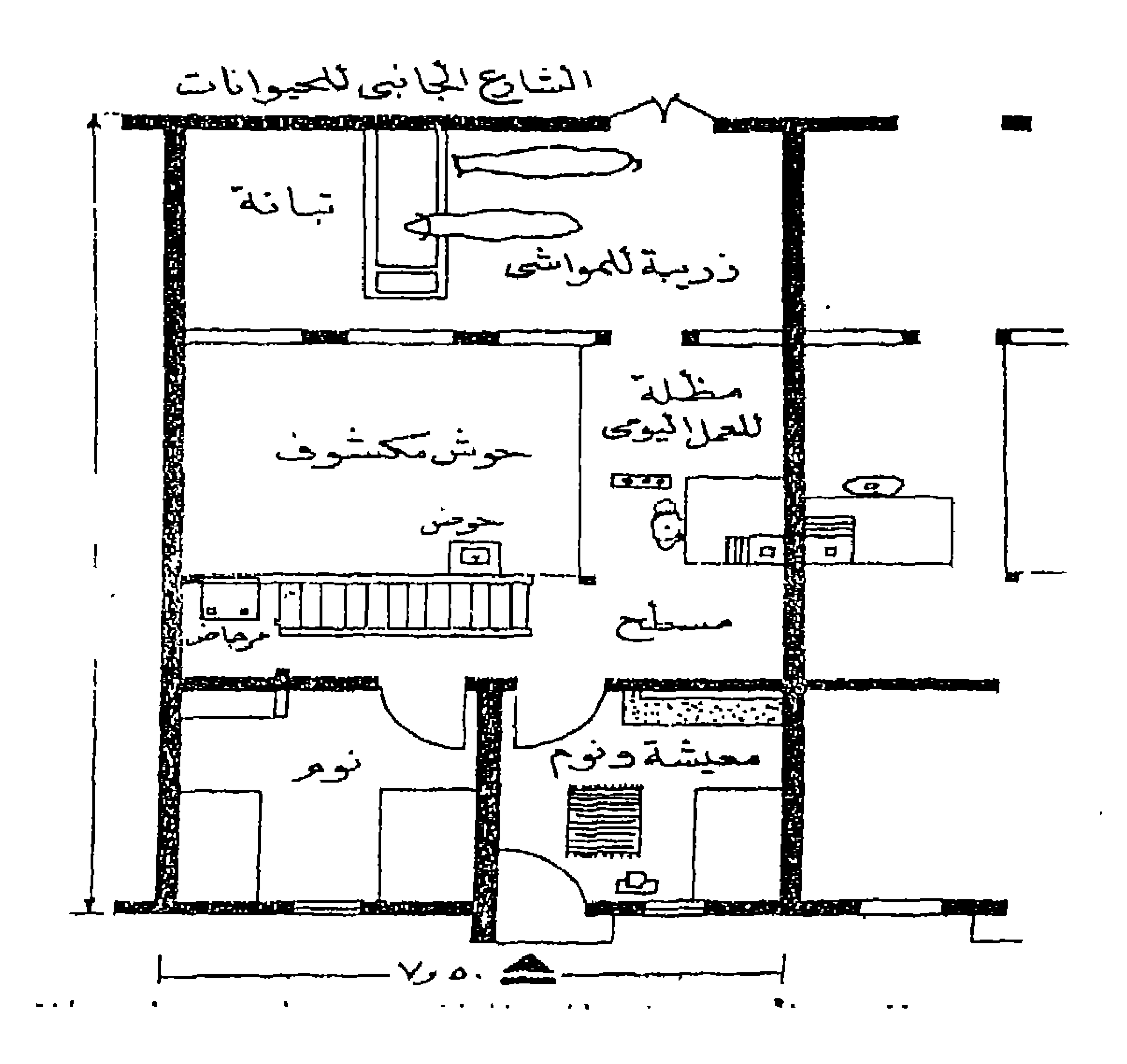
الباب الثامن (ملحق E)
نماذج من تخطيط المباني الزراعية



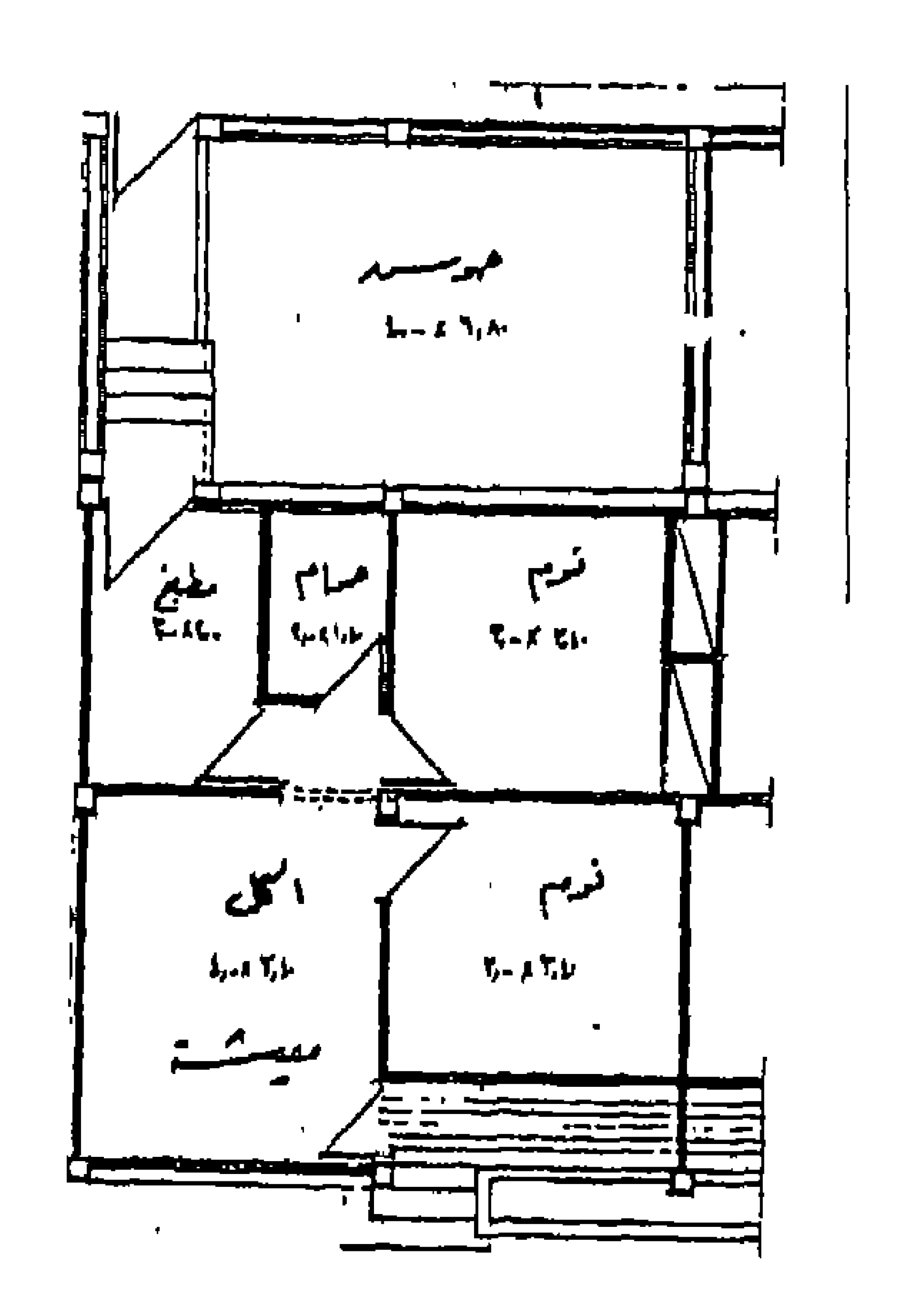




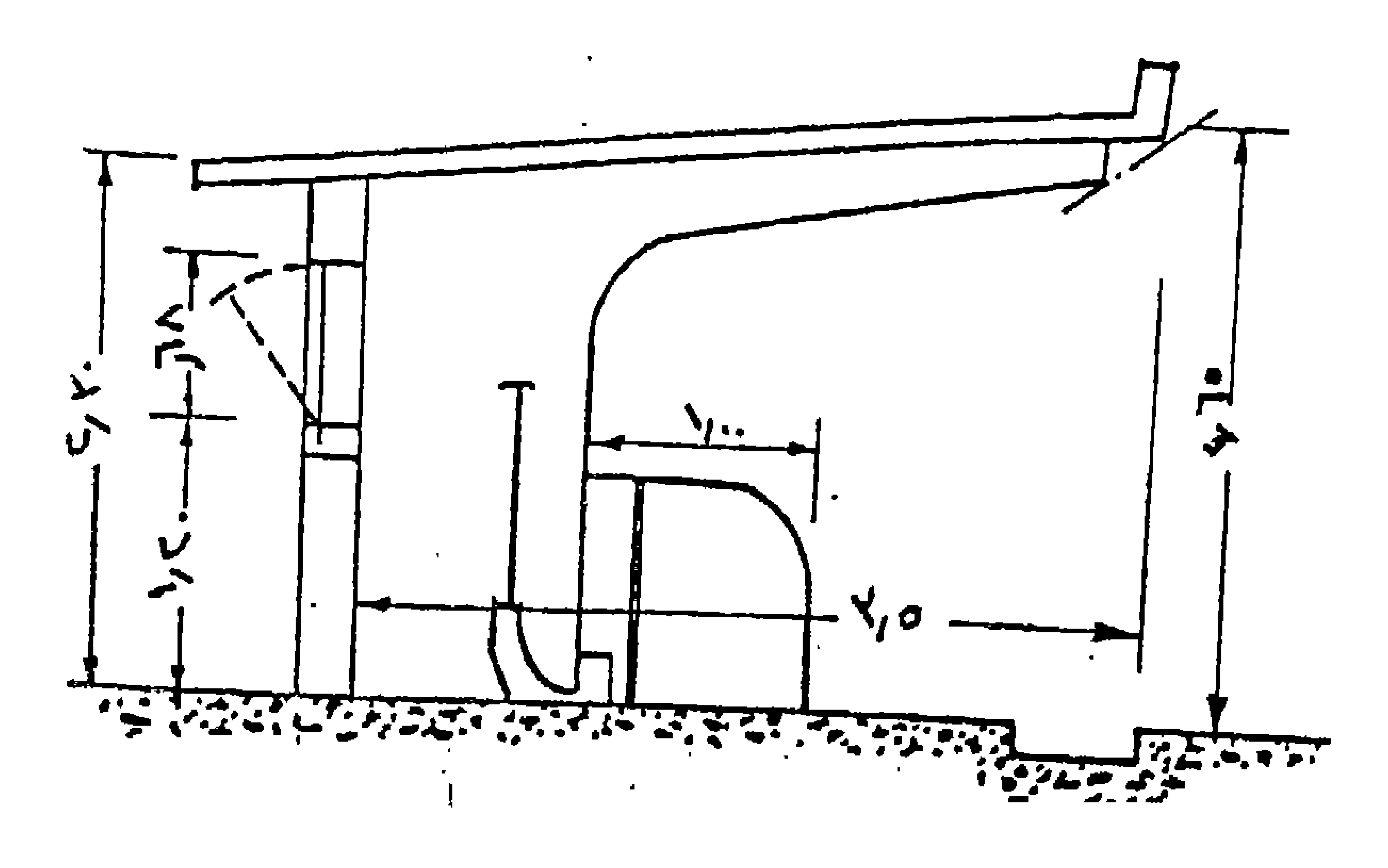
تخطيط آخر لمسكن مزارع بدون حظيرة ويبين فيه إمكانية التوسع الأفقى والرأسى



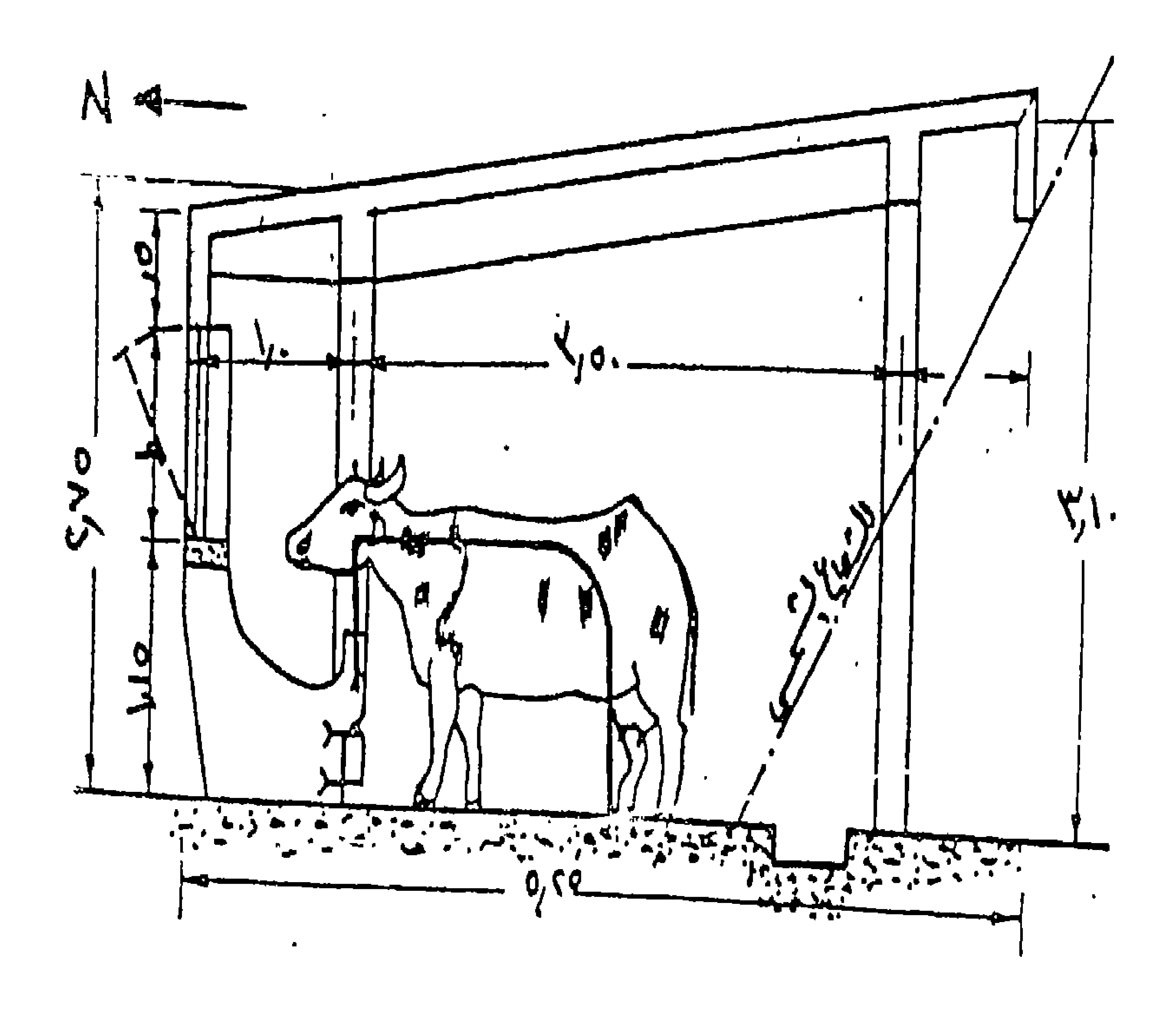
منزل به الحد الأدنى لمطالب الفلاح وهو أحد منازل القرية



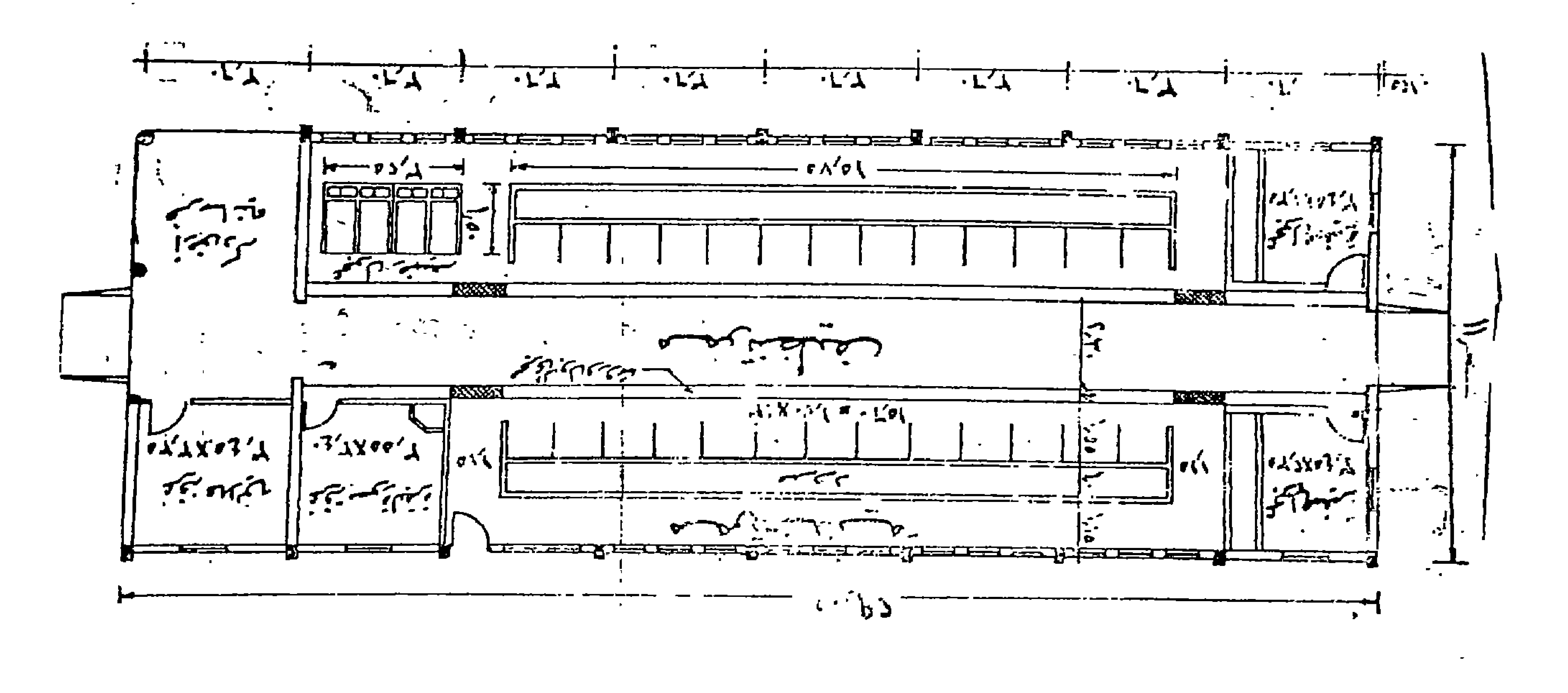
مسكن ملاحظ أو فني أو كاتب ويحتوى على حجرتين نوم



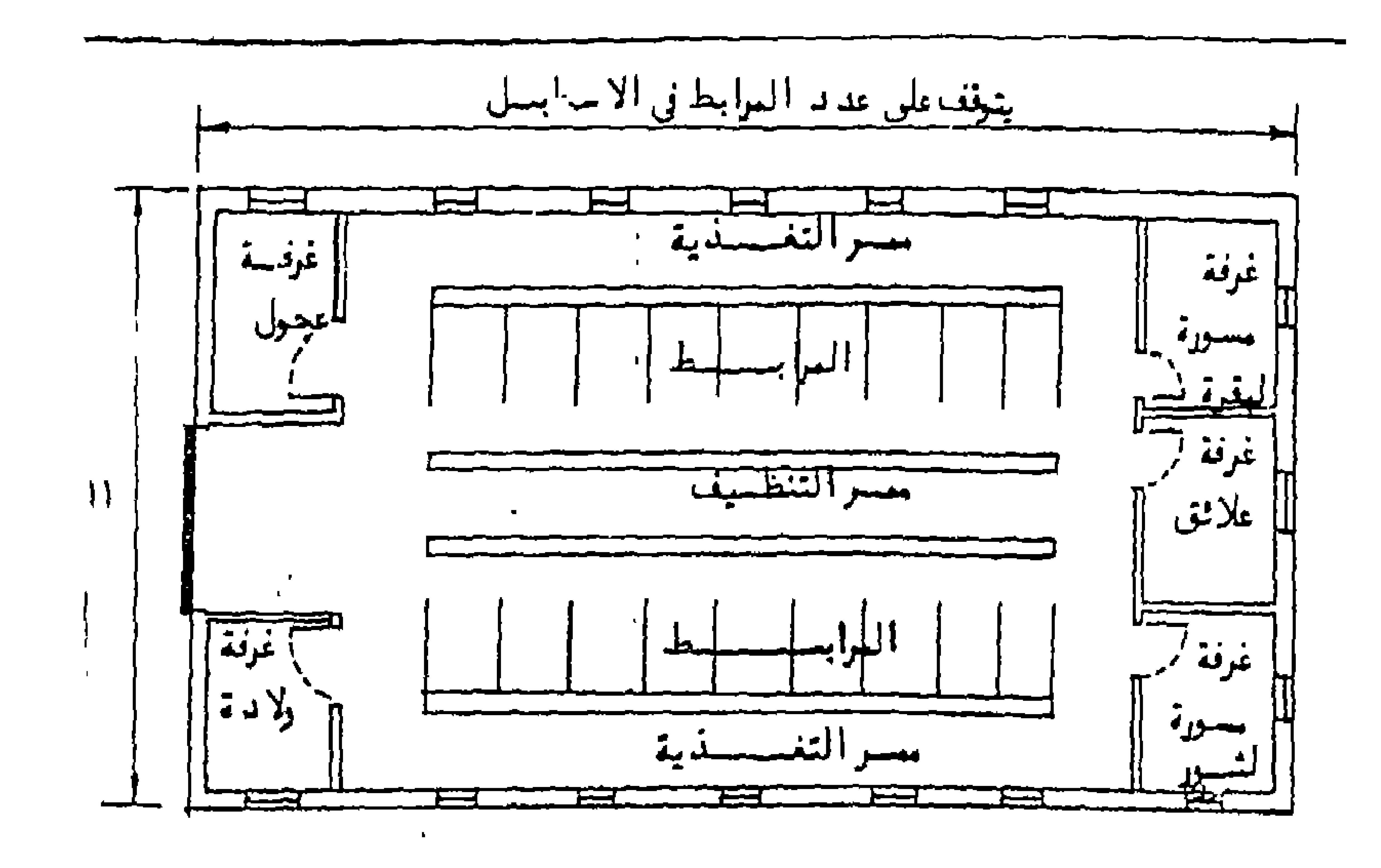
مظلة ذات مرابط من النوع الكابولى لبقر حلاب



مظلة ذات مرابط مفتوحة فى الاتجاه الجنوبى لتربية ماشية حلابة

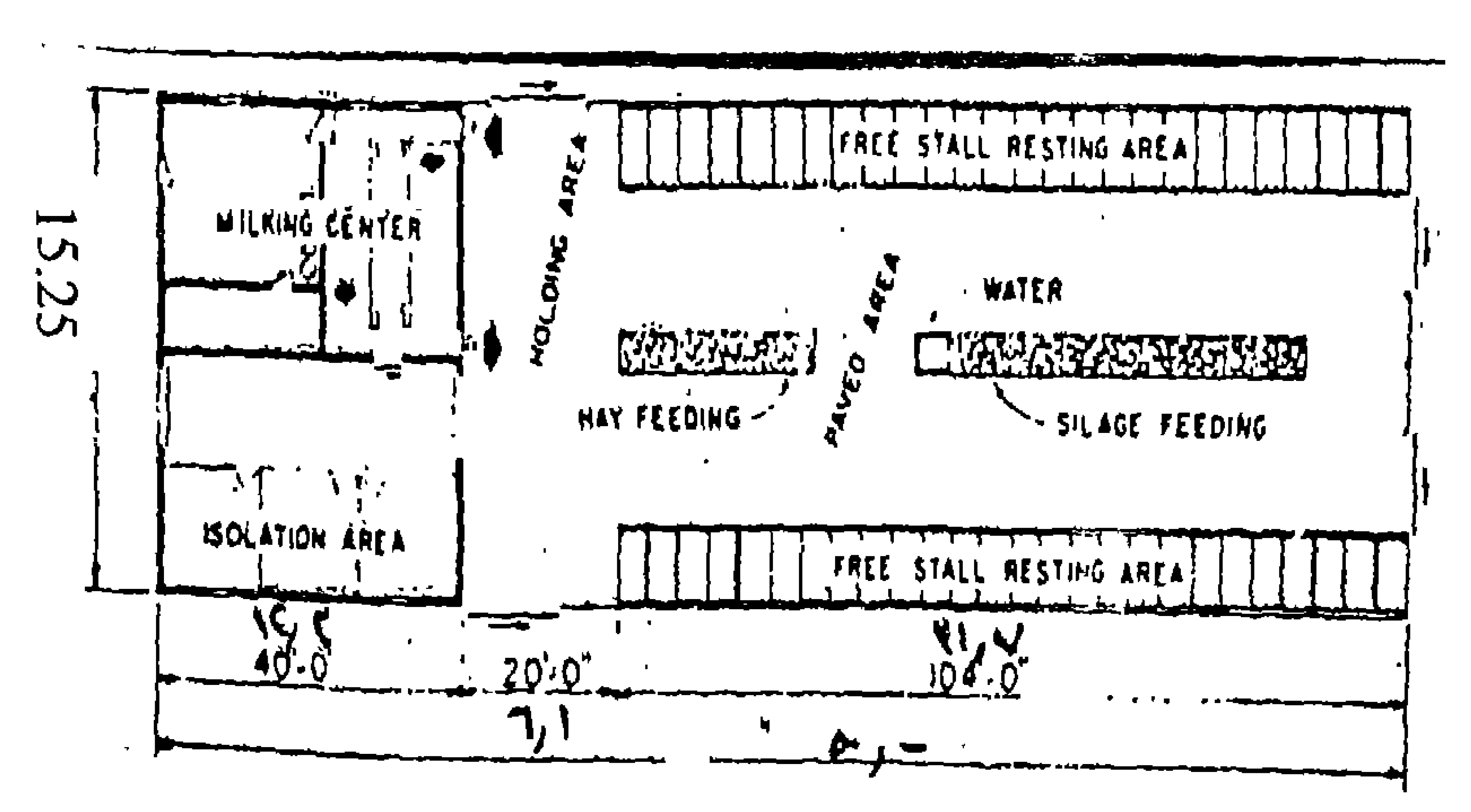


إسطبل ذو مرابط مقفل لستة وعشرين بقرة متوسطة الحجم ويلاحظ أن به بعض الغرف لمسورة للعجول والولادة



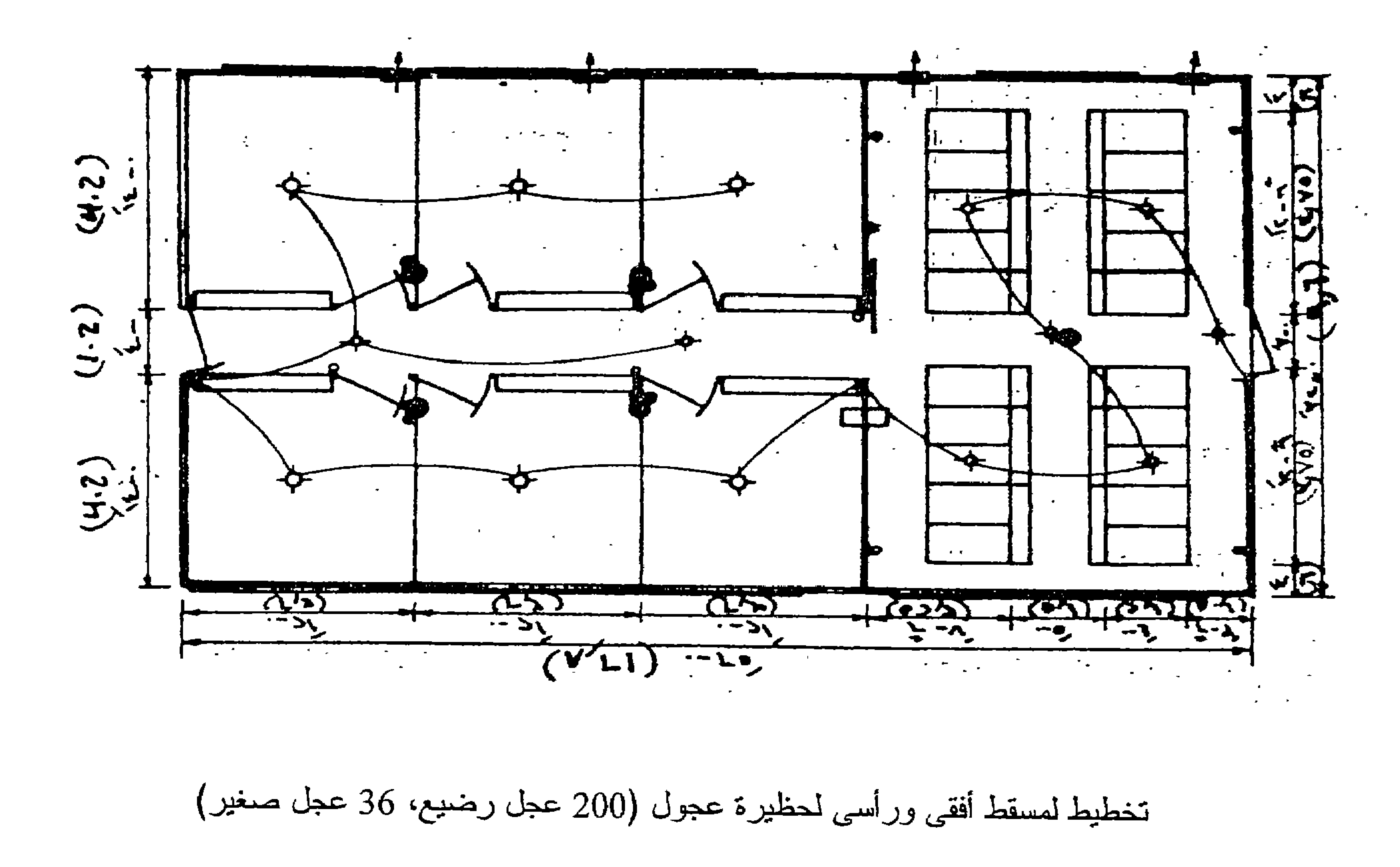
تنظيم ماشية اللبن فى صفين ويلاحظ أن الحيوانات تواجه الخارج

(face cut) مع وجود غرف مسورة



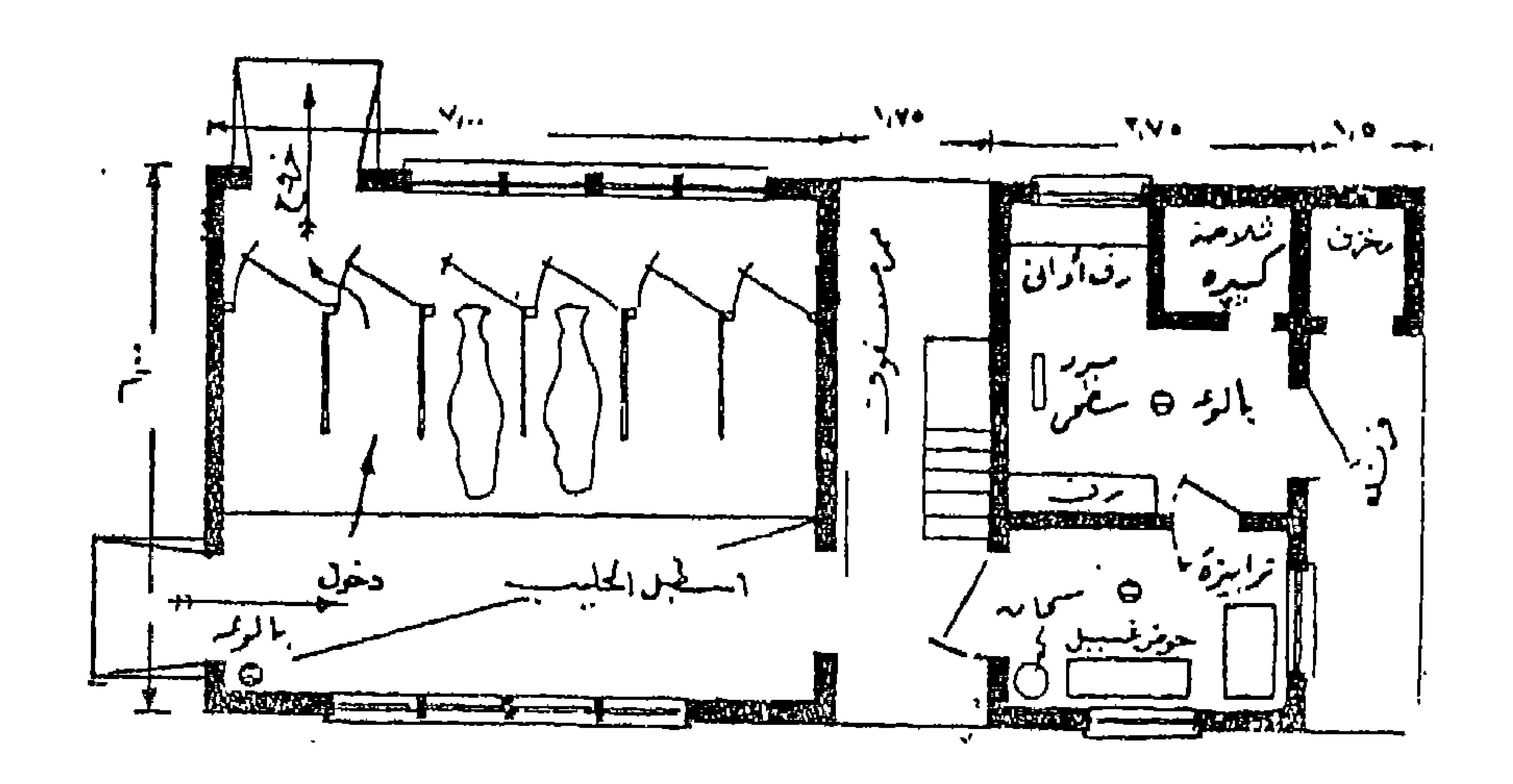
تخطيط حظيرة لبقرة حلاب طليق سعة 52 بقرة متضمنة غرفة الحلب الآلى

وغرفة حفظ وتبريد اللبن

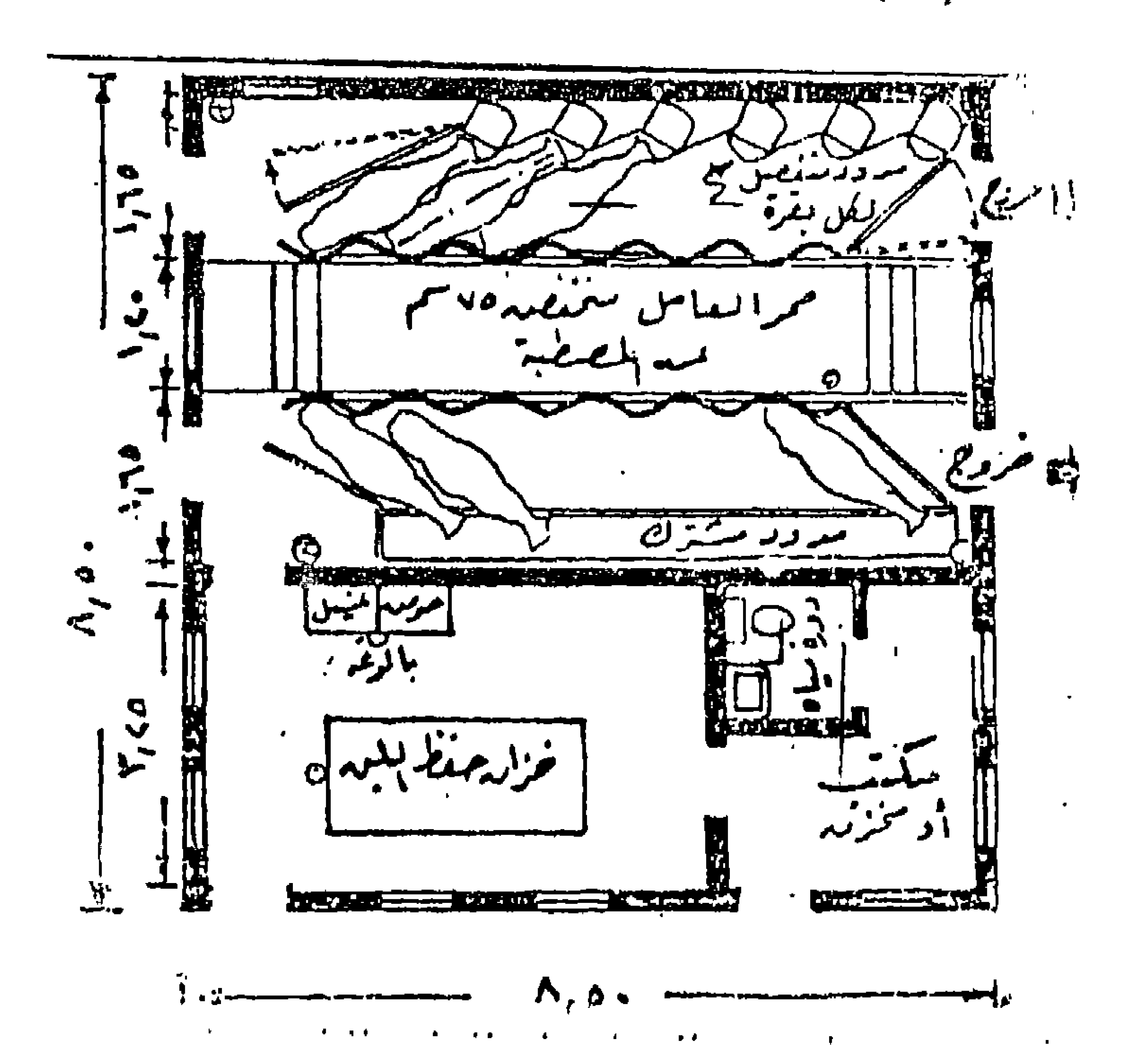


تخطيط لمسقط أفقي ورأسي لحظيرة عجول (200 عجل رضيع، 36 عجل صغير)

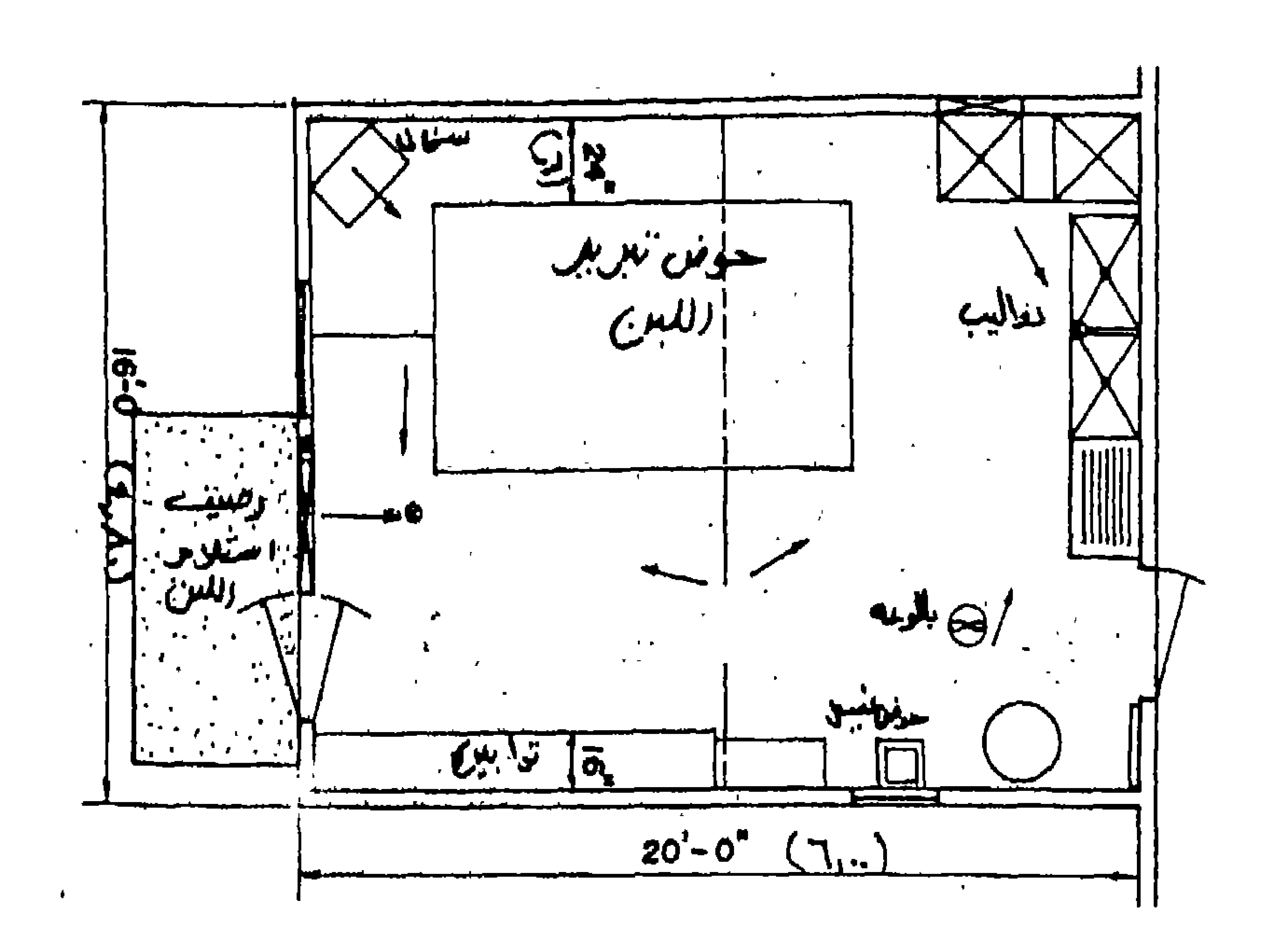
حظيرة لثورين، ويلاحظ وجود جهاز الوثب فى نهاية الحوش



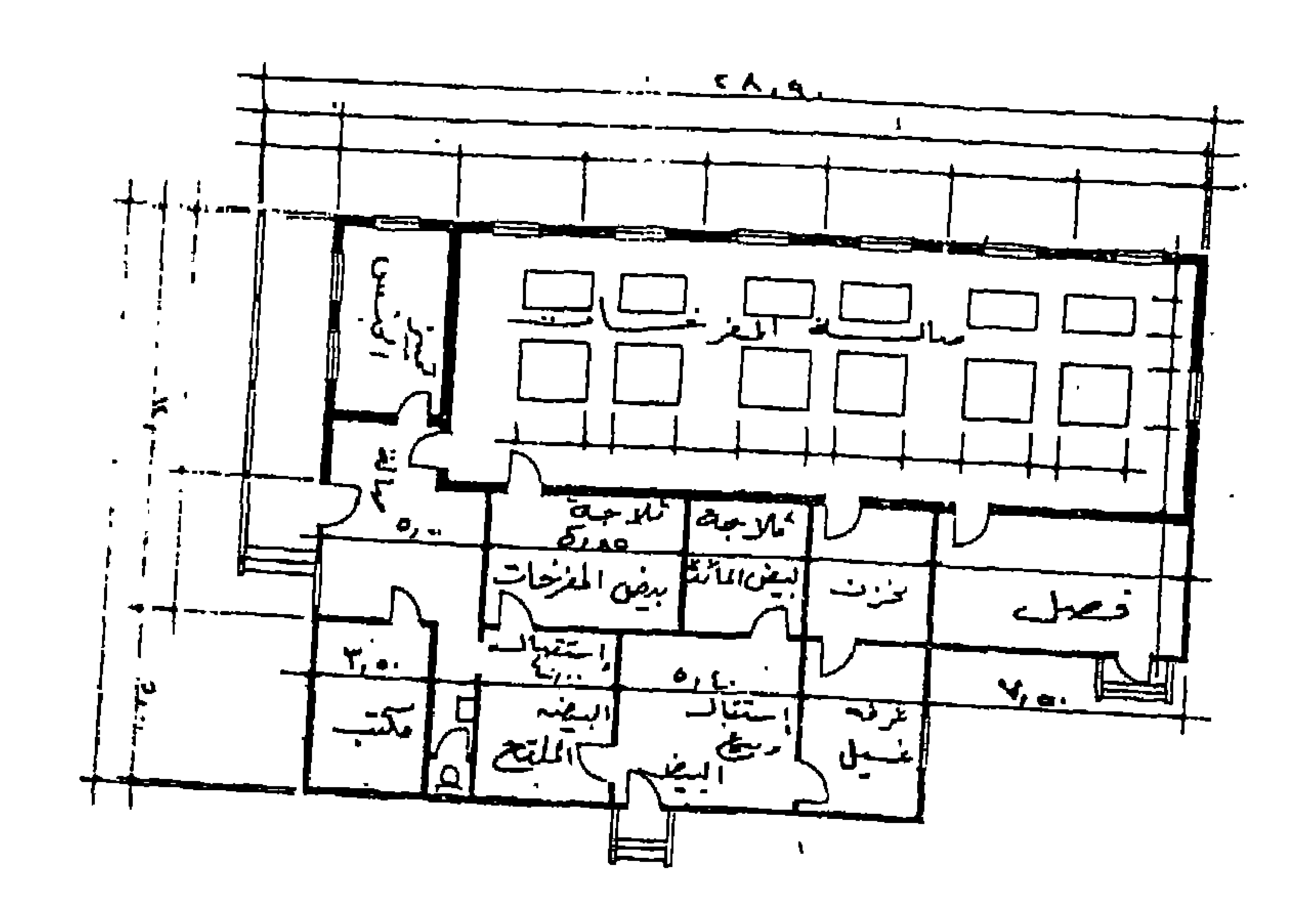
إسطبل للحلب به الحركة مستمرة فى اتجاه واحد



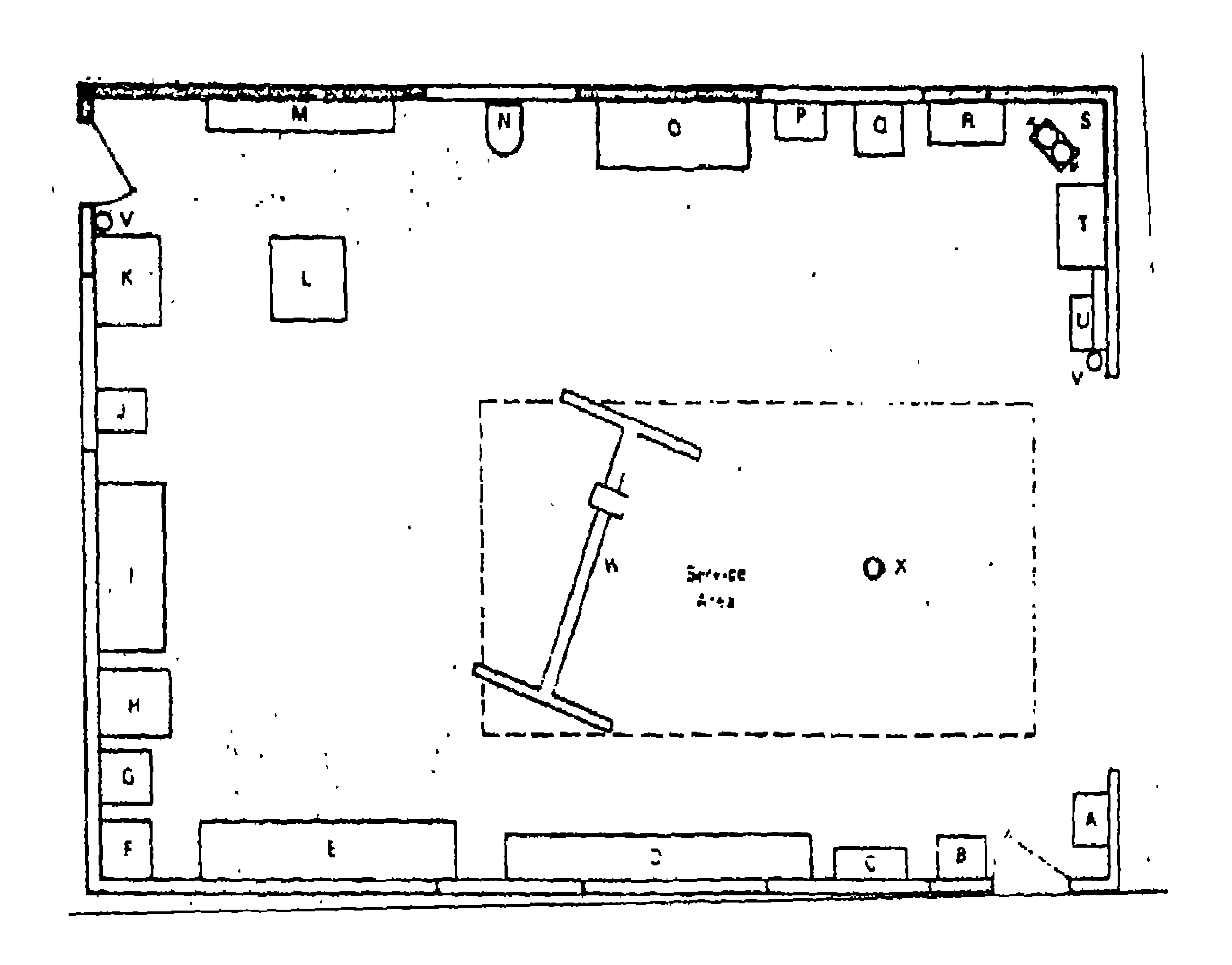
طريقة المصطبة على التوازى المائل



مبنى حفظ وتبريد اللبن مكون من غرفة واحدة



مبنى مفرخة وملحق به غرف الخدمة



ورشة إصلاح وصيانة الآلات الزراعية والجرارات

الباب الثامن (ملحق F)
جداول الأحمال الزراعية ونظم توزيع حديد التسليح فى المبانى

ESTIMATION OF LOADS

I- Dead Load:

Weight of building materials.

material	kg/m³	material	kg/m³
Brick	1800	Brick and mortar	1900
Ordinary concrete	2200	Sand	1800
Reinforced concrete	2500	Gravel	1700
Light weigh concrete	2100	Mortar	2000
Stones with mortar	2400	Asphalt	1200
Wood	350-750	Steel	7800

Material Given by Area	kg/m²
Rock tiles from 3-6 cm	80-160
Cement tiles /cm thick	22
Flooring (hardwood or Linoleum)	20
Corrugated sheets 24 gage (given by manufacturers) about	6

Allowable stresses for some building materials: kg/cm²

Material	Allowable stress
Soil	0.7 - 1.5
Lime concrete	5 - 10
Steel	1200 - 1800
Brick and cement mortar	10
Cement concrete	20
R.C.	45 - 70
Wood	50

Weight of agricultural products, kg/m^3

Crop	kg/m^3	Crop	kg/m^3
Barley	625	Beans (with pods)	400
Corn on cobs	450	beans	700
Corn (maize)	720	Soy beans	770
		carrots	640
Rice	575	potatoes	675
Wheat	770	onion (dry)	650-725
Millet & sorghum	640	lemon (lime)	670
Clover seed	770	orange	725
Sesame	590		

Feed and fodder kg/m^3

crop	kg/m^3	Crop	kg/m^3
Bran	220	Clover	65 -80
Concentrates	500	Silage	525 - 650
Hay (bales)	190 - 220		
Hay (loose)	160		

II- Live Load	kg/m^2
dwelling	200
Hospitals and Schools	300
Hotels, meeting Halls, balconies	500

Design coefficient for bending

Fs	fc	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100 Kg/cm²
1200	K J K_1 K_2	0.333 0.889 0.411 10,68	0.360 0.880 0.374 1055	0.385 0.872 0.345 1044	0.408 0.864 0.322 1035	0.429 0.857 0.301 1027	0.448 0.851 0.284 1018	0.467 0.844 0.269 1010				
1400	K J K_1 K_2	0.300 0.900 0.430 1260	0.325 0.892 0.391 1244	0.349 0.884 0.360 1235	0.372 0.876 0.335 1225	0.391 0.870 0.313 1218	0.411 0.863 0.295 1208	0.429 0.857 0.279 1200	0.444 0.852 0.265 1192	0.462 0.846 0.253 1180	0.491 0.836 0.233 1175	0.517 0.820 0.216 1162
1800	K J K_1 K_2			0.294 0.902 0.380 1622	0.314 0.895 0.359 1610	0.333 0.889 0.335 1600	0.351 0.883 0.315 1590	0.368 0.877 0.297 1980	0.385 0.872 0.282 1570	0.400 0.867 0.269 1560	0.429 0.875 0.246 1540	0.455 0.848 0.228 1520
2000	K J K_1 K_2			0.273 0.909 0.402 1830	0.292 0.903 0.371 1815	0.310 0.897 0.346 1800	0.328 0.891 0.325 1785	0.344 0.885 0.306 1780	0.360 0.880 0.290 1755	0.375 0.875 0.276 1755	0.403 0.866 0.252 1734	0.429 0.857 0.233 1720
2200 Kg/cm²	K J K_1 K_2			0.254 0.915 0.415 1010	0.273 0.909 0.383 2000	0.290 0.903 0.357 1990	0.307 0.898 0.334 1975	0.323 0.892 0.315 1960	0.339 0.887 0.298 1950	0.353 0.882 0.283 1945	0.380 0.873 0.269 1920	0.405 0.865 0.239 1905

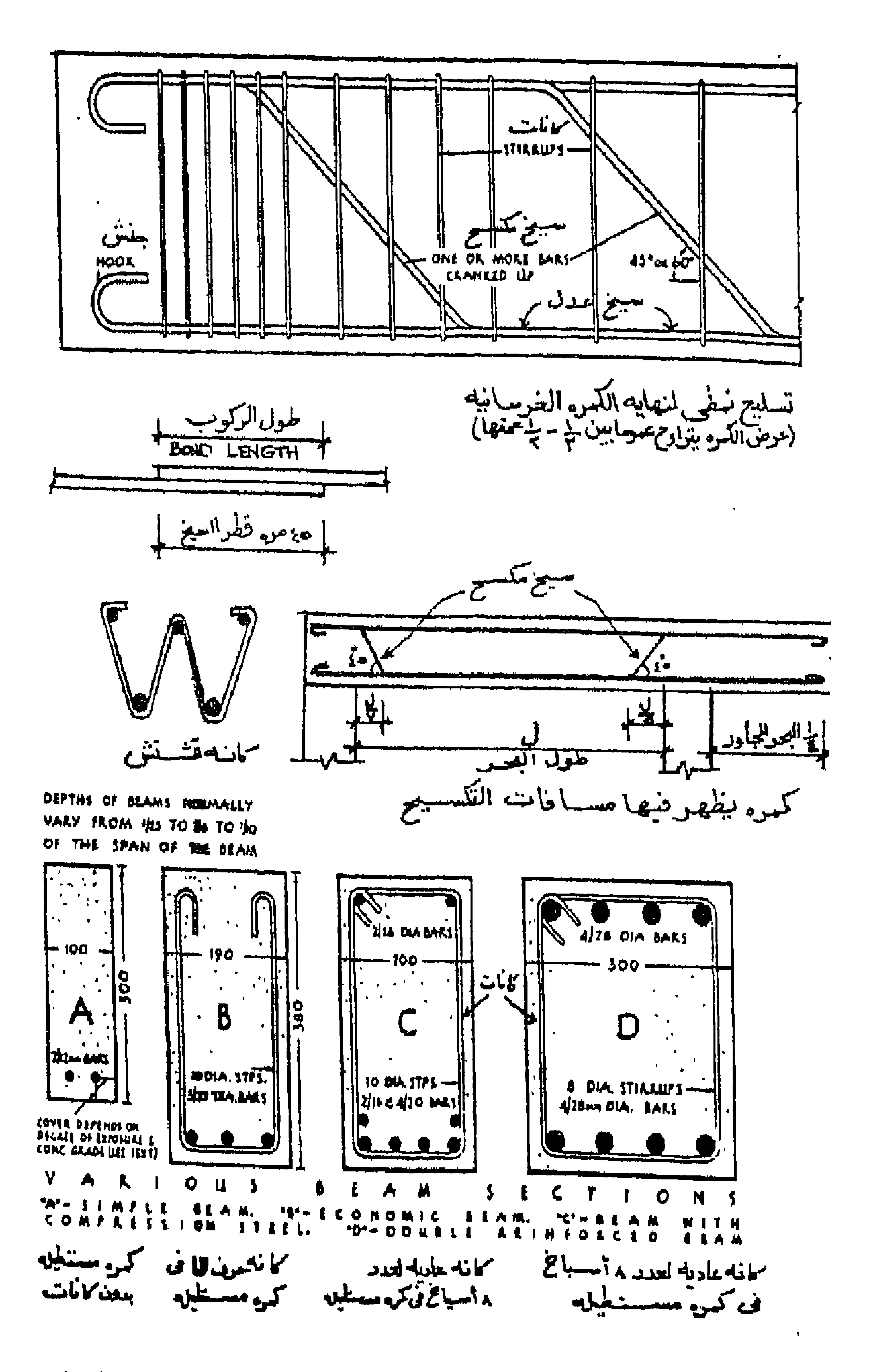
Area of Steel Bars Used in Egypt

ϕ	Weight	Area of cross section in cm2											
mm	Kg/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0.222	0.283	0.565	0.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39
8	0.395	0.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03
10	0.617	0.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42
13	1.042	1.33	2.65	3.98	5.31	6.64	7.96	9.29	10.26	11.95	13.27	14.60	15.93
16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13
19	2.226	2.84	5.67	8.51	11.34	14.18	17.01	19.85	22.68	25.52	28.35	31.19	34.02
22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62
25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90
28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89
32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51
38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.1	113.4	124.8	136.1

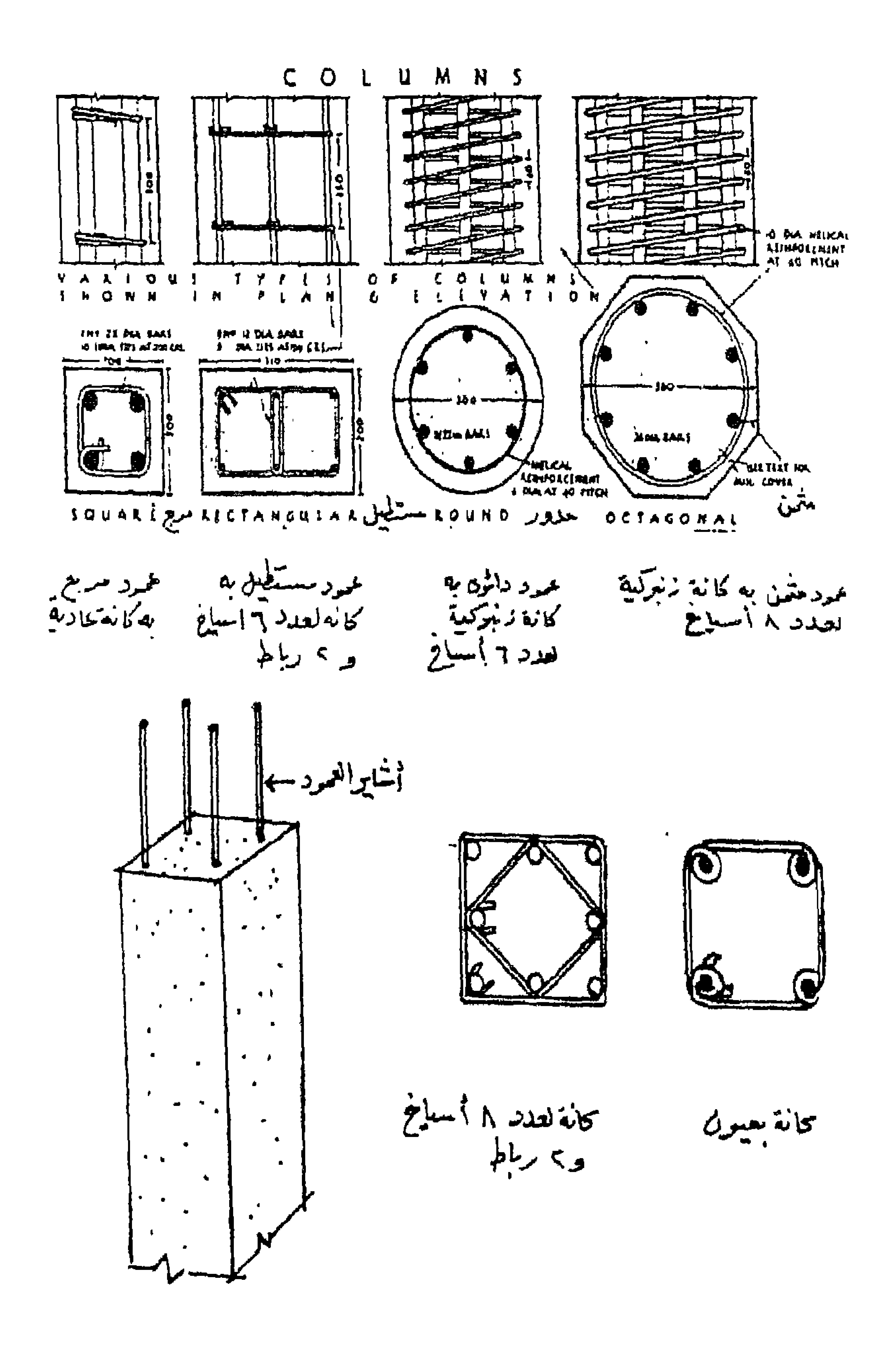
Allowable Stresses

Concrete strength and the corresponding allowable working stresses in Kg/cm²

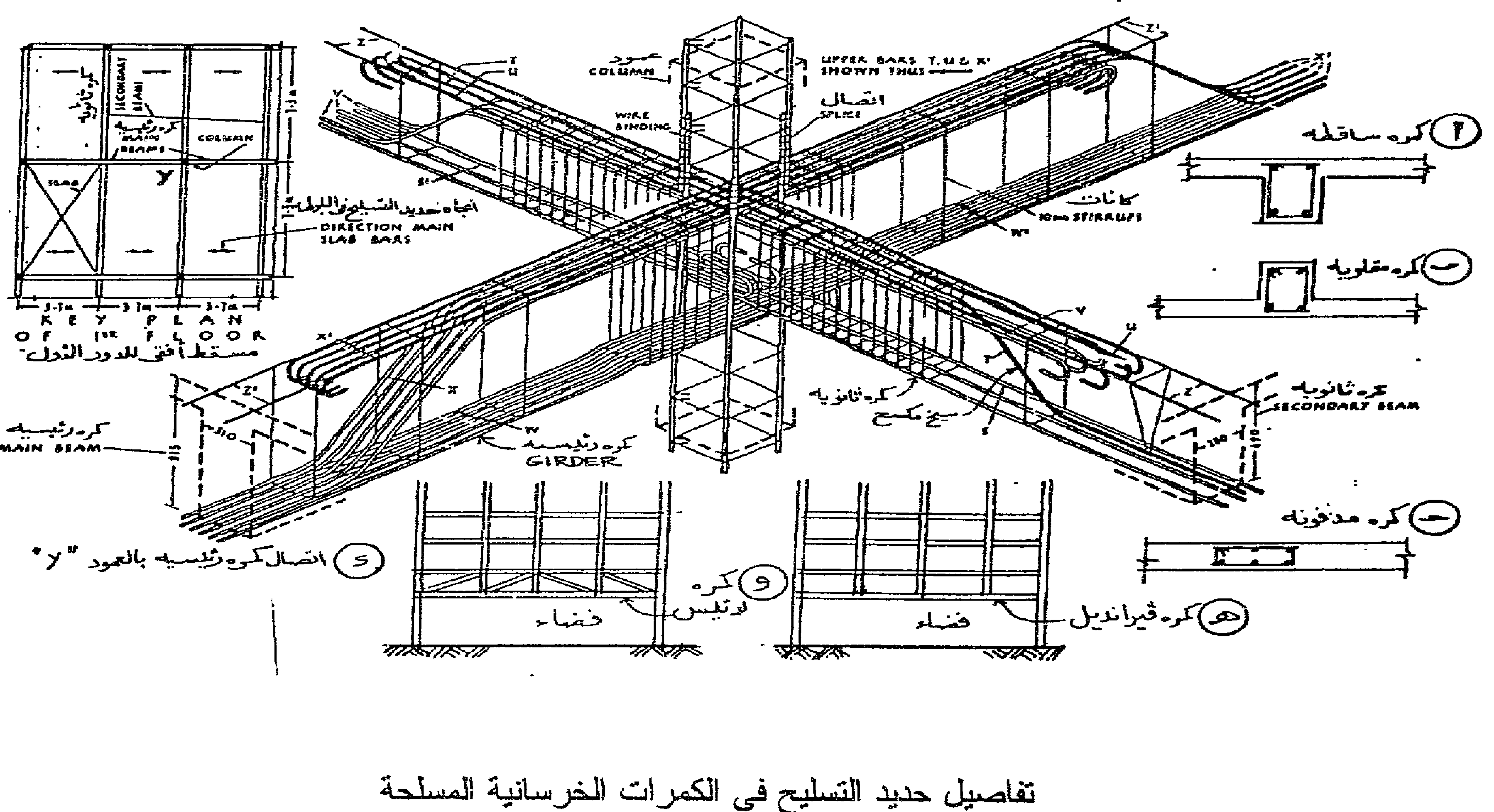
Concrete strength								
Cube at 28 days τ_{28}	120	160	180	200	225	250	275	300
Prism at 28 days f_p	105	135	150	165	185	200	220	240
Axial comp. f_{co}	30	45	50	55	60	65	70	75
Bending or comp. [illegible] th big eccentricity								
Slabs 8-10 cm f_c	[illegible]5-30	40-45	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-7[illegible]
Slabs 10-12cm f_c	30-35	45-50	50-55	55-60	60-65	65-70	70-75	75-8[illegible]
Slabs 12-20cm f_c	35-40	50-60	55-65	60-70	65-75	70-80	75-85	80-90
Beams & Slabs deeper than 20 cm.	40	60	65	70	75	80	85	90
Torsion or Shear								
Without rft. in slabs	6	7	8	8	9	9	10	10
Without rft. in other members q_1	4	5	6	6	7	7	8	8
With reinforcement in all members q_2	14	16	17	18	19	20	21	22
Torsion & She[illegible]								
Without reinforcement q_{t1}	5	7	8	8	9	9	10	10
With reinforcement q_{t2}	17	20	21	22	23	24	25	26
Bond								
Plain bars q_b	4	5	6	6	7	7	8	8
Deformed bars	6	7	8	8	9	9	10	10
Steel:								
1. Normal mild steel f_s	1200	1200	1400	1400	1400	1400	1400	1400
2. High tensile steel :	--	--	--	--	--	--	--	--
a. steel 52 or more — slabs f_s	--	--	--	2000	2000	2000	2000	2000
a. steel 52 or more — beams f_s	--	--	--	1800	1800	1800	1800	1800
b. High grade steel with notches or deformed cold twisted steel — slabs f_s	--	--	--	2200	2200	2200	2200	2200
b. High grade steel with notches or deformed cold twisted steel — beams f_s	--	--	--	2000	2000	2000	2000	2000



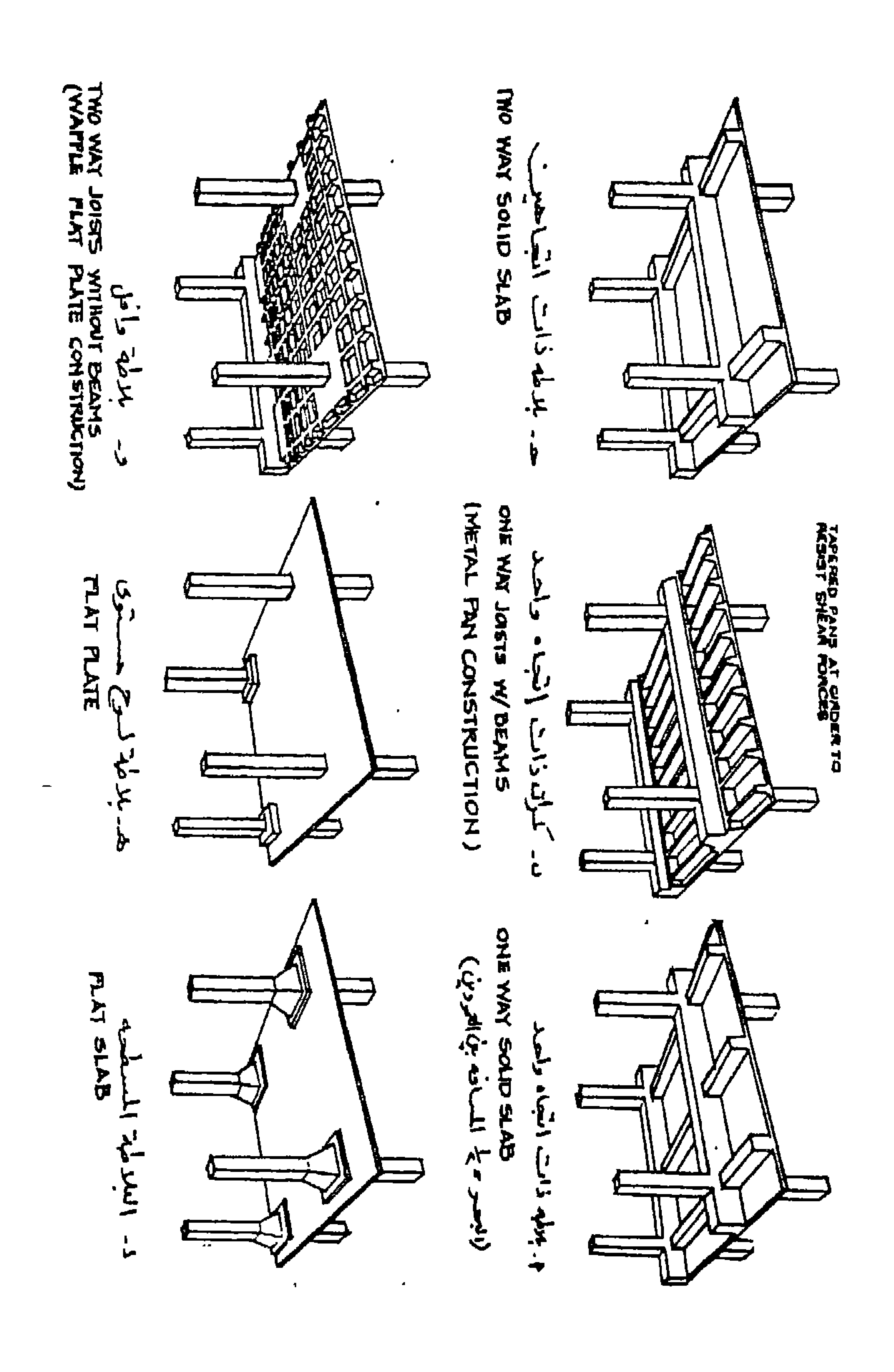
كمرة من الخرسانة المسلحة وقطاعات مختلفة مبين بها حديد التسليح



أشكال الأعمدة ونماذج للكانات وأربطتها



تفاصيل حديد التسليح فى الكمرات الخرسانية المسلحة



نظم اتصال الأعمدة بالأسقف (البلاطات) الخرسانية المسلحة

المراجع العربية

1- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار (1982) هندسة تخطيط المنشآت الزراعية- قسم الهندسة الزراعية- كلية الزراعة- جامعة الإسكندرية.

2- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار (1984) تخطيط المنشآت الزراعية قسم الهندسة الزراعية – كلية الزراعة – جامعة الإسكندرية الأسكندرية – مصر

3- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار 2003 المبانى الزراعية وتطبيقات الطاقة الشمسية. قسم الهندسة الزراعية – كلية الزراعة – جامعة الإسكندرية – الإسكندرية مصر

4- دكتور مهندس/ فاروق عباس حيدر (2006) الموسوعة الحديثة فى تكنولوجيا تشييد المبانى- منشأة المعارف بالإسكندرية.

5- دكتور مهندس/ أمين علــى إبـراهيم (1967) تخطيط المبانى الزراعية الحديثة. مكتبة ومطبعة الشعب بالإسكندرية.

6- مهندس استشاري/ خليل إبراهيم واكد (2004) الدليل الإنشائي لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة. دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع 50 ش الشيخ ريحان – عابدين – القاهرة.

7- أ. سيجالوف ، س. سترونجن (1973) الخرسانة المسلحة. ترجمة المهندس دكتور/ داود سليمان كرومى المنير – دار مير للطباعة والنشر الاتحاد السوفيتى – موسكو.

8- مهندس/ حسين زهدى (1933) المنشآت الهندسية وجداولها العلمية.

9- أ.د. مصطفى السيد شحاتة، أ.د. / إبراهيم على الدرويش د./ عبد الوهاب محمد محمد عوض 1985 . مواد البناء كلية الهندسة (قسم الهندسة الإنشائية) – جامعة الإسكندرية – الإسكندرية – مصر.

المراجع الإنجليزية

1- Dr. Eng. Amin Aly Ibrahim and Dr. Tarek Zin El-Abedin. 1995. Fundamentals for Farm Structures Design. Faculty of Agriculture, Alexandria University

2- Midwest Plan Service Structures and Environment Handbook, 1976. Iowa State University, Ames, Iowa 50011.

3- Noel J. Everard and John L. Tanner 1966. Theory and Problems of Reinforced Concrete Design. Schaum's Outline Series, Mc Graw-Hill Book Company, New York.

4- Douglas Fir Use Book 1964, Structural data and design tables, Published by Westren wood products Association, Portland, Oregon, U. S. A.

5- I.E. Korish 1984 " Reinforced Concrete Design" Solved Examples, Faculty of Engineering, Alexandria University.

6- Manual of Steel Construction. 1973. American Institute of Steel Construction, Inc. Seventh Edition, New York, N.Y. 10020..

7- Zaghloul E.R.E. 1984. Reinforced Concrete fundamentals. Solved Problems, Faculty of Engineering, Alexandria University.

8- Gouda, M.A.; M.A. Helmy and I.E. Korish. 1975. Design of Reinforced Concrete Structures. The General Egyptian Book Organization.

9- Badir, M. Theory of Structures. A note book given to students of Faculty of Engineering, Alexandria University.

10- Charles G. Salmon and John E. Johnson, 1971. "Steel Structures Design and Behavier", Intext Eductional Publishers., New York, N.Y., 10019

11- Jack C. McCorma 1975. Structural Analysis. Harper and Row, Publishers, Inc, New York, U.S.A.

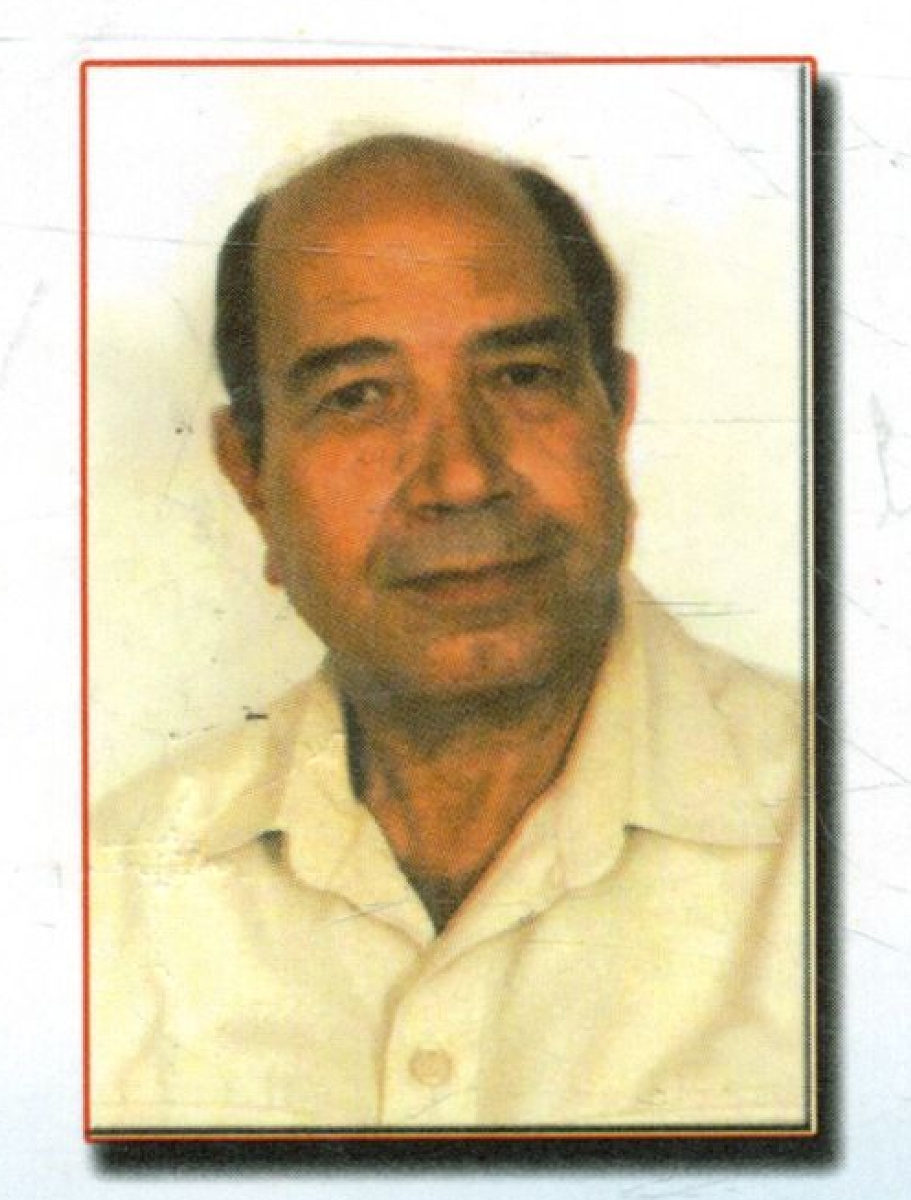
12- Mario Salvadori and Robert Heller. 1975. Structure in Architecture. Prentice-Hall, INC. Englewood Cliffs, New Jersey, U.S.A.

13- Linton E. Grinter 1949. Theory of Modern Steel Structure. The Macmillan Company, New York, U.S.A.

14- American Concrete Institute Code (ACIC) 1936.



مكتبة بستان المعرفة
لطباعة ونشر وتوزيع الكتب
كفر الدوار - الحدائق - أمام أبراج العلوانى
ت: ٠٤٥/٢٢١١٤٩٥ & محمول: ٠١٢١١٤١٢٣٢٠



أ. د / عزت عبد المنعم محمود عبد الغفار

- دكتور/ عزت عبد المنعم عبد الغفار أستاذ تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية- قسم الهندسة الزراعية- كلية الزراعة- جامعة الإسكندرية.
- حصل على البكالوريوس الخاص في الهندسة الزراعية 1966- جامعة الإسكندرية.
- حصل على الماجستير في هندسة التصنيع الغذائي والزراعي 1974 من جامعة الإسكندرية.
- حصل على الدكتوراه في تخطيط المباني وتهيئة البيئة والطاقة الزراعية ديسمبر 1980 من جامعة ولاية أيوا إيمز- بالولايات المتحدة الأمريكية.
- رئيس مجلس قسم الهندسة الزراعية- جامعة الإسكندرية في الفترة من 15 ديسمبر 1996 إلى 14 ديسمبر 1999.
- رئيس مجلس قسم الهندسة الزراعية- جامعة الإسكندرية في الفترة من 6 مارس 2003 إلى 31 يوليو 2005.
- مسئول فرع الميكنة الزراعية- جامعة صنعاء- اليمن 1990 - 1992.
- عضو اللجنة العلمية الدائمة للأساتذة في الهندسة الزراعية المدة من 2003 إلى 2006.
- عضو اللجنة العلمية الدائمة للأساتذة في الهندسة الزراعية المدة من 2006 إلى 2008.
- عضو اللجنة العلمية الدائمة للهندسة الزراعية- جامعة الأزهر المدة من 2008 إلى الآن.
- حصل على جائزة التأليف العلمي عن مرجع "هندسة تخطيط المنشآت الزراعية" 1987 من وزارة الزراعة .
- حصل على جائزة كيشيدا اليابانية للأبحاث المتميزة أكتوبر 2002.
- عمل استاذ بجامعة صنعاء - صنعاء - اليمن الفترة من 1990 - 1992 .
- قام بنشر أبحاث علمية في التخصص وله العديد من الكتب والمراجع العلمية.
- عضو الجمعية المصرية للهندسة الزراعية منذ عام 1980.
- قام بتخطيط مشروعات استثمارية لمزارع وأبنية الانتاج الحيواني.
- شارك في تطوير وتحديث برامج الهندسة الزراعية بجامعتي الأزهر والإسكندرية
- شارك في العديد من المشروعات البحثية مثل مشروع تجفيف وتخزين الأرز الش
ومشروع الآثار الأجتماعية والاقتصادية لكهربة الريف ومشروع استخدام الط
الشمسية في ضخ المياه ومشروع تصنيع فول مصر و(المرحلة الثانية). والمش
الأمريكي لدعم كلية الزراعة بجامعة صنعاء.
- شارك في العديد من رسائل الماجستير والدكتوراه لطلبة الدراسات العليا.

